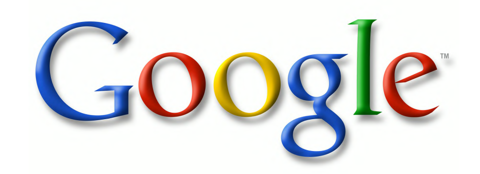


This is a digital copy of a book that was preserved for generations on library shelves before it was carefully scanned by Google as part of a project to make the world's books discoverable online.

It has survived long enough for the copyright to expire and the book to enter the public domain. A public domain book is one that was never subject to copyright or whose legal copyright term has expired. Whether a book is in the public domain may vary country to country. Public domain books are our gateways to the past, representing a wealth of history, culture and knowledge that's often difficult to discover.

Marks, notations and other marginalia present in the original volume will appear in this file - a reminder of this book's long journey from the publisher to a library and finally to you.

Usage guidelines

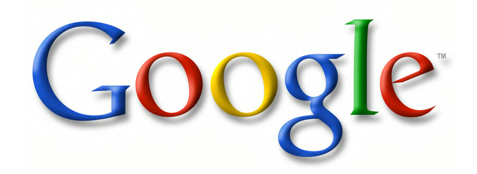
Google is proud to partner with libraries to digitize public domain materials and make them widely accessible. Public domain books belong to the public and we are merely their custodians. Nevertheless, this work is expensive, so in order to keep providing this resource, we have taken steps to prevent abuse by commercial parties, including placing technical restrictions on automated querying.

We also ask that you:

+ *Make non-commercial use of the files* We designed Google Book Search for use by individuals, and we request that you use these files for personal, non-commercial purposes.
+ *Refrain from automated querying* Do not send automated queries of any sort to Google's system: If you are conducting research on machine translation, optical character recognition or other areas where access to a large amount of text is helpful, please contact us. We encourage the use of public domain materials for these purposes and may be able to help.
+ *Maintain attribution* The Google "watermark" you see on each file is essential for informing people about this project and helping them find additional materials through Google Book Search. Please do not remove it.
+ *Keep it legal* Whatever your use, remember that you are responsible for ensuring that what you are doing is legal. Do not assume that just because we believe a book is in the public domain for users in the United States, that the work is also in the public domain for users in other countries. Whether a book is still in copyright varies from country to country, and we can't offer guidance on whether any specific use of any specific book is allowed. Please do not assume that a book's appearance in Google Book Search means it can be used in any manner anywhere in the world. Copyright infringement liability can be quite severe.

About Google Book Search

Google's mission is to organize the world's information and to make it universally accessible and useful. Google Book Search helps readers discover the world's books while helping authors and publishers reach new audiences. You can search through the full text of this book on the web at `http://books.google.com/`



Über dieses Buch

Dies ist ein digitales Exemplar eines Buches, das seit Generationen in den Regalen der Bibliotheken aufbewahrt wurde, bevor es von Google im Rahmen eines Projekts, mit dem die Bücher dieser Welt online verfügbar gemacht werden sollen, sorgfältig gescannt wurde.

Das Buch hat das Urheberrecht überdauert und kann nun öffentlich zugänglich gemacht werden. Ein öffentlich zugängliches Buch ist ein Buch, das niemals Urheberrechten unterlag oder bei dem die Schutzfrist des Urheberrechts abgelaufen ist. Ob ein Buch öffentlich zugänglich ist, kann von Land zu Land unterschiedlich sein. Öffentlich zugängliche Bücher sind unser Tor zur Vergangenheit und stellen ein geschichtliches, kulturelles und wissenschaftliches Vermögen dar, das häufig nur schwierig zu entdecken ist.

Gebrauchsspuren, Anmerkungen und andere Randbemerkungen, die im Originalband enthalten sind, finden sich auch in dieser Datei – eine Erinnerung an die lange Reise, die das Buch vom Verleger zu einer Bibliothek und weiter zu Ihnen hinter sich gebracht hat.

Nutzungsrichtlinien

Google ist stolz, mit Bibliotheken in partnerschaftlicher Zusammenarbeit öffentlich zugängliches Material zu digitalisieren und einer breiten Masse zugänglich zu machen. Öffentlich zugängliche Bücher gehören der Öffentlichkeit, und wir sind nur ihre Hüter. Nichtsdestotrotz ist diese Arbeit kostspielig. Um diese Ressource weiterhin zur Verfügung stellen zu können, haben wir Schritte unternommen, um den Missbrauch durch kommerzielle Parteien zu verhindern. Dazu gehören technische Einschränkungen für automatisierte Abfragen.

Wir bitten Sie um Einhaltung folgender Richtlinien:

+ *Nutzung der Dateien zu nichtkommerziellen Zwecken* Wir haben Google Buchsuche für Endanwender konzipiert und möchten, dass Sie diese Dateien nur für persönliche, nichtkommerzielle Zwecke verwenden.
+ *Keine automatisierten Abfragen* Senden Sie keine automatisierten Abfragen irgendwelcher Art an das Google-System. Wenn Sie Recherchen über maschinelle Übersetzung, optische Zeichenerkennung oder andere Bereiche durchführen, in denen der Zugang zu Text in großen Mengen nützlich ist, wenden Sie sich bitte an uns. Wir fördern die Nutzung des öffentlich zugänglichen Materials für diese Zwecke und können Ihnen unter Umständen helfen.
+ *Beibehaltung von Google-Markenelementen* Das "Wasserzeichen" von Google, das Sie in jeder Datei finden, ist wichtig zur Information über dieses Projekt und hilft den Anwendern weiteres Material über Google Buchsuche zu finden. Bitte entfernen Sie das Wasserzeichen nicht.
+ *Bewegen Sie sich innerhalb der Legalität* Unabhängig von Ihrem Verwendungszweck müssen Sie sich Ihrer Verantwortung bewusst sein, sicherzustellen, dass Ihre Nutzung legal ist. Gehen Sie nicht davon aus, dass ein Buch, das nach unserem Dafürhalten für Nutzer in den USA öffentlich zugänglich ist, auch für Nutzer in anderen Ländern öffentlich zugänglich ist. Ob ein Buch noch dem Urheberrecht unterliegt, ist von Land zu Land verschieden. Wir können keine Beratung leisten, ob eine bestimmte Nutzung eines bestimmten Buches gesetzlich zulässig ist. Gehen Sie nicht davon aus, dass das Erscheinen eines Buchs in Google Buchsuche bedeutet, dass es in jeder Form und überall auf der Welt verwendet werden kann. Eine Urheberrechtsverletzung kann schwerwiegende Folgen haben.

Über Google Buchsuche

Das Ziel von Google besteht darin, die weltweiten Informationen zu organisieren und allgemein nutzbar und zugänglich zu machen. Google Buchsuche hilft Lesern dabei, die Bücher dieser Welt zu entdecken, und unterstützt Autoren und Verleger dabei, neue Zielgruppen zu erreichen. Den gesamten Buchtext können Sie im Internet unter `http://books.google.com` durchsuchen.

Library
of the
University of Wisconsin



Der

Thalsperrenbau

nebst einer

Beschreibung ausgeführter Thalsperren.

Der THALSPERRENBAU

nebst einer

Beschreibung ausgeführter Thalsperren.

Von

P. ZIEGLER,

Bauinspektor bei der Königl. preuss. Verwaltung des Berg-, Hütten- u. Salinenwesens.

Mit 214 Text-Abbildungen.

BERLIN, 1900.

Polytechnische Buchhandlung

A. SEYDEL.

64559
AUG 12 1902
SNM
.26

6239225

Sr. Königlichen Hoheit

dem Herzog

Alfred von Sachsen-Koburg-Gotha

in tiefster Ehrerbietung

gewidmet

vom

Verfasser.

Inhalts-Uebersicht.

Erster Theil.

Die Vorarbeiten, der Bau, der Betrieb und die Berechnung von Thalsperren.

Zweiter Theil.

Anhang.

Verzeichnis
der Abbildungen des ersten Theiles.

A. Vorarbeiten.

Seite.

B. Die Bauart des Abschlusswerkes.

I. Reine Erddämme.

II. Erd- oder Steindämme mit Thon oder Mauerwerksdichtung.

III. Gemauerte Dämme.

C. Betrieb.

D. Berechnung der Staumauern.

Verzeichnis
der Abbildungen des zweiten Theiles.

A. Beschreibung ausgeführter Thalsperren.

I. Spanische Thalsperren.

II. Französische Thalsperren.

III. Algerische Thalsperren.

IV. Deutsche Thalsperren.

VI. Amerikanische Thalsperren.

VII. Sammelweiher Indiens.

VIII. Thalsperren verschiedener Länder.

B. Thalsperren, deren Widerstand auf Gewölbewirkung beruht.

C. Zerstörung von Thalsperren, ihre Ursachen bezw. die Wiederherstellung.

Einleitung.

Vom Himmel kommt es,
Zum Himmel steigt es,
Und wieder nieder,
Zur Erde muss es,
Ewig wechselnd.

Mit heissem Odem hebt die Sonnen- und Erdwärme täglich ungezählte Millionen cbm Wasser aus dem Ocean auf schwindelnde Höhe. Derselbe Odem trägt den feuchten Dunst landeinwärts und lässt ihn, sich abkühlend, auf seinem Wege niederfallen. Nur unvollkommen zurückgehalten durch die Becken und Poren der Erde, den Frost, den Pflanzenwuchs, strömt das kostbare Nass, tausendjährigen Wegen folgend, seinem Erzeuger, dem Ocean, wieder zu.

Dieser Kreislauf ist ein ununterbrochener, ewiger. Die einzelnen Erscheinungen innerhalb desselben aber unterliegen dem Wechsel. Die Vertheilung der Niederschläge nach Ort und Zeit ist eine höchst ungleiche, noch verschiedenartiger gestaltet sich der Abfluss.

Von der Lage eines Ortes zum Meere, der Stärke, Dauer und Richtung der Winde, von der Jahreszeit, den Temperaturunterschieden der Luftströmungen und der Erdoberfläche hängt es ab, wie viel Wasser in Gestalt von Nebel, Thau, Regen, Schnee, Hagel herniederfällt; von denselben Umständen und der Gestaltung und Zusammensetzung der Erdoberfläche im einzelnen — ob bergig oder eben, ob dicht oder durchlässig, ob kahl oder mit Pflanzenwuchs bedeckt — welcher Theil dieser Menge abfliesst, verdunstet, versickert, aufgesogen wird.

Nur in die Abflussverhältnisse des Wassers ist es dem Menschen in beschränktem Masse vergönnt einzugreifen.

Das geschah, soweit es die Aufspeicherung der Abflussmengen betrifft, zuerst in den Tropen.

Dort hauptsächlich beraubten anhaltende Perioden der Trockenheit die Bewohner des zu ihrer Existenz so unentbehrlichen Elementes und zwangen sie, das Wasser der Regenzeit für die Zeit des Mangels zurückzuhalten. Natürliche Hohlräume im undurchlässigen Erdreich oder Felsen boten dazu Gelegenheit.

Bald haben diese „Cisternen“ durch künstliche Vertiefung, Erleichterung des Zuflusses und der Entnahme, Schutz gegen Verunreinigung

und Verdunstung, Verbesserungen erfahren und schliesslich mit dem wachsenden Bedürfniss zur Anlage künstlicher Sammelbecken geführt.

Wir finden noch heute die Reste derartiger Bauten in den südlichen Ländern, welche sich der ältesten Kultur rühmen dürfen.

So liess König Möris den nach ihm benannten See am hochgelegenen Rande Lybiens herstellen.

Die Wassermassen desselben — Milliarden von cbm, aus dem Nil herzugeleitet, — umspülen die Pyramiden seines Erbauers und dessen Gemahlin und speisen noch jetzt theilweise ein ehemals weit verzweigtes System von Bewässerungsgräben.

Es wird erzählt, dass das Erträgniss allein des Fischfanges dieses See's ausgereicht habe, das Nadelgeld einer ägyptischen Prinzessin zu bestreiten.

Ein See, welchen die Königin Nitocris anlegen liess, soll im Stande gewesen sein, die Wassermassen des Euphrat 22 Tage lang, ohne überzufliessen, aufzunehmen.

Nach Tausenden zählen die uralten Stauweiher Indiens, besonders in den Provinzen Madras und Bombay, ferner in Ceylon, Japan und China. Auch die auf sehr hoher Kulturstufe stehenden Völker Südamerikas haben solche gekannt.

Die Römer haben wenige Spuren von Sammelbecken in der Nähe von Aix, St. Remy und Ciotat hinterlassen.

Die Araber sollen die ersten gewesen sein, welche statt der Erddämme, Mauern für diese Zwecke erbauten und diese Bauweise in ihren spanischen Provinzen einführten.

So lernten die Spanier jene gewaltigen gemauerten Thalsperren errichten, welche noch heute ihrer Aufgabe gerecht werden. Die älteste derselben, von welcher wir Nachricht haben, ist diejenige von Almansa, am Ende des 16. Jahrhunderts erbaut.

Annähernd gleichzeitig entwickelten sich, gänzlich unabhängig davon, die Anfänge des Thalsperrenbau's in unserem Vaterlande, im Harz, allerdings in bescheidnerem Massstabe. Die kleinen künstlichen Teiche wurden durch abgedichtete Dämme aufgestaut. Man bediente sich ihrer, um den Wasserzufluss für die Triebwerke des Bergbau's und die Aufbereitung der Erze zu regeln.

Sie mögen die ersten „Thalsperren“ für industrielle Zwecke gewesen sein. Der älteste bekannte Kostenanschlag für eine Harzer Teichanlage in Zellerfeld trägt die Jahreszahl 1565. Den grössten Beckeninhalt besitzt der Oderteich, nämlich bei 15,7 ha Beckenoberfläche 1 700 000 cbm. Der Teich ist in den Jahren 1714—1721 für Andreasberg erbaut. Die Gesammtfassungskraft der Harzer Teiche beläuft sich gegenwärtig auf etwa 10 Mill. cbm.

Noch in vielen anderen Ländern und in manchem verborgenen Gebirgswinkel Deutschlands bestanden und bestehen derartige Teichanlagen.

Die Einführung gemauerter Thalsperren in Europa vollzog sich von Spanien aus über Frankreich. Sie nahm hauptsächlich ihren Anfang mit der Anlage von Sammelweihern zur Speisung der grossen Kanäle Frankreichs in den dreissiger Jahren des 19. Jahrhunderts.

Zwar zeigen jene Staumauern die verschiedenartigsten und nicht immer zweckmässigen Querschnittsformen, auch scheinen die Erbauer nicht das richtige Gefühl gehabt zu haben, welches ihre spanischen Collegen bei der Wahl der Grundrissform (gegen den Wasserdruck gewölbt) leitete; indessen führten die theilweisen Misserfolge doch schliesslich zur Erkenntniss. Der französische Ingenieur Sazilly war der erste, welcher die Forderung aufstellte, dass ausser einer hinreichenden Standsicherheit und genügendem Widerstande gegen Abscheeren im Mauerwerksquerschnitt auch der Vertheilung und der Grösse der Pressungen Beachtung zu schenken sei.

Auf Grund der von Méry*) angedeuteten, von Bélanger vervollständigten, Annahme der trapezförmigen Vertheilung der Pressungen, konstruirte Sazilly**) ein abgetrepptes Staumauerprofil (Siehe Berechnung der Staumauern). Dasselbe kam zwar nicht zur Ausführung, jedoch fanden die aufgestellten Gesichtspunkte bei der, für die moderne Thalsperrenbaukunst klassischen Sperrmauer der Furens Beachtung, welche durch die Herren Graeff und Delocre in den Jahren 1860—66 geplant und erbaut wurde.

Dieselbe hat mehr oder weniger der Berechnungs- und Bauweise der späteren Ausführungen als Muster gedient, wiewohl hin und wieder die älteren spanischen Bauten, nicht mit Unrecht, zu Gunsten einer Verstärkung des Querschnitts den Ausschlag gaben. Die Profile von Krantz, Harlacher, Rankine, Bouvier, Guillemain, Wegmann, Crugnola, Fecht u. a. (Siehe Berechnung der Staumauern) unterscheiden sich im Princip nur wenig von einander und nur einzelne neue Gesichtspunkte treten zu Tage.

Wie zu erwarten, entstanden in Frankreich, demnächst in Algier, seit der erfolgreichen Vollendung der Furens eine grössere Anzahl gemauerter Thalsperren. In Belgien wurde die Gileppe errichtet. In Spanien, dem Mutterlande, belebte sich der Thalsperrenbau aufs Neue. Die italienische Regierung widmete dem Gegenstande ein lebhaftes Interesse und auch in Deutschland gab die Wiedereroberung der Reichslande die Veranlassung zur Wiederherstellung und zum Neubau einiger Stauweiher, nachdem man sich zuerst, gelegentlich der beabsichtigten gemeinsamen Erbauung der an der belgisch-deutschen Grenze gelegenen Gileppe, ablehnend verhalten hatte. Die praktischen Amerikaner waren nicht die letzten, den Nutzen der Thalsperrenbauten einzusehen. Man findet bei ihnen die verschiedenartigsten, oft mehr als kühnen Ausführungsweisen. Jedoch sind die bedeutenderen steinernen Bauwerke meist von wissenschaftlich gebildeten Ingenieuren entworfen

*) Annales des ponts et chaussées 1840.
**) Annales des ponts et chaussées 1855.

und unter Benutzung der neuesten Erkenntnisse auf diesem Gebiete profilirt. Während England selbst nur eine einzige steinerne Thalsperre neben vielen Erddämmen mit Thonkern besitzt, sind in seinen Kolonien vielfach nach den oben erwähnten Grundsätzen berechnete Mauern entstanden, so in Indien und Australien.

Der kurze Abriss über die geschichtliche Entwickelung und den gegenwärtigen Stand des Thalsperrenbaues werde nicht geschlossen, ohne dass auf die augenblicklich für Deutschland brennende Frage eingegangen wird: Ist eine wirksame Bekämpfung der Gefahren des Hochwassers durch Zurückhaltung desselben in Stauweihern möglich?

Bei den gegenwärtig im Gange befindlichen Regulirungen waltet der Gedanke vor, das Hochwasser und den Eisgang durch eine schlanke Linienführung des Flusslaufs und ein gleichmässiges Profil und Gefälle, mit möglichst geringer Preisgabe werthvollen Geländes, zum Vortheil der Anlieger schnell und gefahrlos abzuführen. Durch Herstellung eines regelmässigen Bettes wird auch die Schifffahrt erleichtert. Diese Maassnahmen sind für einen grossen Theil der Flussläufe nothwendig und von überwiegendem Nutzen.

Je mehr man indessen dieses System der regelmässigen Ausbildung des Bettes in die Nebenflüsse und Flüsschen hinauf verfolgt, um so mehr schneidet man die Vorrathskammern an, welche den Ausgleich der wechselnden Niederschlagsmengen vermitteln.

Schon sind die Niederschlagsgebiete durch die fortschreitende Bebauung der Erdoberfläche, durch die Entwaldung, die Trockenlegung der Teiche und Sümpfe*), die Aufhöhung der Niederungen, die Drainage der Felder, die Anlage der schnurgeraden, glatten Gräben, welche die chaussirte und gepflasterte Erdoberfläche überall durchziehen, erbarmungslos angezapft.

Ihr weiterer Aufschluss wird die plötzliche Abfuhr ungeheurer Hochwassermengen begünstigen, so dass auch die regulirten Betten nicht mehr ausreichen und man die gewonnenen Vortheile nach und nach wieder verliert.

Die nicht zurückgehaltenen, sondern zur Unzeit verausgabten Wassermengen werden aber nicht nur die Hochwassergefahren vermehren, sondern auch in der trocknen Jahreszeit schmerzlich entbehrt werden.

Die Ursachen des Hochwassers und des Wassermangels sind, soweit sie den Abfluss betreffen, dieselben. Deshalb geht man in neuerer Zeit von einem umfassenderen Gesichtspunkte aus und sucht nicht nur das Hochwasser so schnell als möglich los zu werden, sondern es womöglich für die Zeit des Mangels zurückzuhalten.

Nur wenige und unvollkommene Mittel stehen uns für diesen Zweck zur Verfügung.

---

*) Ingenieur Kaftan giebt in einer Reichstagsrede, veröffentlicht im Danubius 1897 No. 46, an, dass Böhmen nach dem Josephinischen Kataster 1788 an Teichen besass 774 qkm., 1840 aber nur 354 qkm. Nach der letzten Aufnahme nur noch 174 qkm. Siehe auch „Sievers, Afrika" S. 167.

Eines der wirksamsten und zuverlässigsten ist die Aufspeicherung des Ueberflusses in Sammelbecken. Die Natur selbst weist uns diesen Weg an, wie die Beispiele des Bodensee's, des Ausgleichsbeckens für den Rhein, des Genfer See's, des Ausgleichsbeckens für die Rhône u. a. m., zeigen.

Millionen von cbm, welche sich in kürzester Zeit, aus der Schneeschmelze oder den Regengüssen des Niederschlagsgebiets herrührend, in diese Seen ergiessen, schwellen die ungeheure Fläche nur um wenige Centimenter.

Nur um dieses geringe Mass wird die Querschnittshöhe ihres engen Abflusses vermehrt und die verderbendrohende Fluth verläuft allmählig, eine Wohlthäterin in der Zeit des Mangels. Freilich stehen der praktischen Anwendung der als wirksam erkannten Abhülfe, der Schöpfung ähnlicher Seen, meist unüberwindliche Hindernisse entgegen.*)

Es bleibt daher vorläufig nur übrig, den geringen Nutzen, welchen selbst vereinzelte und kleine Becken in Bezug auf das Hochwasser unzweifelhaft gewähren, da mitzunehmen, wo ihre Anlage aus anderen Gründen vortheilhaft zu sein verspricht.

Mit Freuden ist es zu begrüssen, wenn der Ausschuss zur Untersuchung der Wasserverhältnisse in den der Ueberschwemmungsgefahr besonders ausgesetzten Flussgebieten unter den zu ergreifenden Massregeln auch den Bau von Sammelbecken und Stauweihern empfiehlt und dass dieser Vorschlag für die Quellgebiete und Nebenflüsschen der Oder greifbare Gestalt zu gewinnen scheint.**)

Im Uebrigen treffen gerade in jetziger Zeit verschiedene Umstände zusammen, welche die Anlage von Sammelbecken als ein nützliches und gewinnbringendes Unternehmen erscheinen lassen:

1. Die rasch wachsenden Gemeinwesen und die sich in's Ungemessene entwickelnde Industrie können ihren Bedarf aus dem meist kärglichen und harten Grundwasser und dem verseuchten oder verunreinigten Flusswasser nicht mehr mit Sicherheit decken.

2. Der Ausnutzung des Wassers als Kraftquelle ist durch die Fortschritte der elektrischen Kraftübertragung einerseits und durch die Ausbreitung der Verkehrswege andererseits eine Brücke gebaut. Die Entlegenheit der Gefälle bildet kein Hinderniss mehr, sofern nur die Unregelmässigkeit der Wasserführung, welche den Werth derselben herabzog, ausgeglichen wird.

3. Streik's, Kohlensyndikate und Petroleumringe und der mit Sicherheit in nicht allzu ferner Zukunft vorauszusehende Mangel von Brennstoffen werden die Nachfrage nach billiger Wasserkraft erhöhen.***)

---

*) Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1889. S. 72 ff.

**) Beantwortung der im Allerhöchsten Erlasse vom 28. Februar 1892 gestellten Frage B durch Beschluss des Ausschusses vom 11. Februar 1898 festgestellt. (Druck von J. Kerskes, Berlin C., Niederwallstrasse 22.)

***) Nach Intze werden die in Deutschland noch ungenutzten und sich in schädlicher Arbeit verzehrenden Wasserkräfte auf über 20 Millionen Pferdekräfte, nach Chrétin 1881 für Frankreich auf 17 Millionen Pferdekräfte geschätzt. Siehe auch Centralbl. 98 S. 250.

4. Der immer intensiver werdende Betrieb der Feld- und Gartenwirthschaft wird auch in unserem gemässigten Klima eine künstliche Bewässerung gewinnbringend machen.

5. Die Aufbesserung des Niedrigwassers, die Spülung der Flussbetten, die Speisung von Kanälen und kanalisirten Flüssen erfordert ungeheure Wassermengen.

In allen diesen Fällen ist die Möglichkeit, durch Sammelbecken Abhülfe zu schaffen, gegeben.

Ein einheitliches Werkchen über Thalsperren, wie z. B. dasjenige von A. Dumas, barrages réservoirs, extrait du Journal le génie civil, giebt es meines Wissens in deutscher Sprache nicht, während gerade jetzt diese Bauten im Vordergrunde des Interesses für Ingenieure, Landwirthe, Gemeinden und Industrielle stehen.

So mag dasjenige, was ich mir theils mühsam aus der Litteratur zusammensuchte, theils beim Bau einiger rheinisch-westfälischer Thalsperren des Herrn Geheimrath Intze selbst beobachtete, manchem willkommen sein.

Es ist kurz zusammengestellt, was für die Vorarbeiten, die Bauausführung, den Betrieb von Stauweiheranlagen in Betracht kommt. Die Berechnungsweise von Staumauern und die dafür gegenwärtig massgebenden Gesichtspunkte sind berücksichtigt.

Darauf folgen Beschreibungen der ausgeführten bedeutendsten gemauerten Sperren älterer und neuerer Zeit aus aller Herren Länder mit Hinweis auf besondere Eigenthümlichkeiten. Auch die Zerstörungserscheinungen einiger Thalsperren, die Ursachen des Bruchs und die Wiederherstellung sind erörtert. Die Beigabe der gesetzlichen Bestimmungen, der Statuten und Betriebsvorschriften wird erwünscht sein.

Das umfassende Litteraturverzeichniss gewährt die Möglichkeit, ausführlichere Beschreibungen nachzuschlagen. Für die Berichtigung von Fehlern, welche bei den sich oft widersprechenden Angaben der Quellen nicht zu vermeiden sind, würde ich dankbar sein.

Erster Theil.

Die Vorarbeiten, der Bau, der Betrieb und die Berechnung von Thalsperren.

A. Vorarbeiten.

Die Vorarbeiten zerfallen in einen technischen und einen wirthschaftlichen Theil.

In technischer Beziehung ist die Ermittelung der Abflussverhältnisse der Wasserläufe (sekundliche, tägliche, monatliche Abflussmengen; Regen und Verdunstungshöhen; Grösse der Niederschlagsgebiete) und deren Leistungsfähigkeit (Gefälle und Querschnittsverhältnisse, Schadenwassermengen) die Untersuchung der topographischen und geognostischen Beschaffenheit des Geländes, sowie die Aufstellung von vergleichenden Vorentwürfen zu nennen.

Die zweite Aufgabe, welche Hand in Hand mit der ersten zu lösen ist, wendet sich der Feststellung und Bewerthung des Nutzens der Anlage, sowie der Aufbringung der Baukosten und ihrer Vertheilung unter die Nutzniesser zu. Auch das Heranziehen der Letzteren und ihre Belehrung über die zu erlangenden Vortheile kann mit zu den Vorarbeiten gerechnet werden.

Als solche Vortheile sind beinah für jede Thalsperre anzuführen:

1. Die Milderung der vielfachen Schäden des Hochwassers, der Abspülung der Humusdecke, der Uferabbrüche und anderweitiger Zerstörungen; der Versandung, Verschlammung und Versumpfung; der Beeinträchtigung der Feld- und Erntearbeiten im Bereich des Ueberschwemmungsgebietes.

2. Die Verbesserung der Arbeitsgelegenheit, der Lebenshaltung und gesundheitlichen Lage in allen Betrieben, welche durch eine gleichmässige Zu- und Abführung von Wasser gehoben werden können.

3. Der Aufschluss und die Verschönerung der Gegend, die Hebung der Fischzucht, die Beförderung des Eis-, Ruder- und Segelsports und dergl. mehr. Diese Vortheile für das Allgemeinwohl werden in Geldeswerth schwerlich auszudrücken sein. Sie berechtigen indessen, je weiter der Wirkungsbereich des Sammelbeckens reicht, um so mehr dazu, die thatkräftige Förderung und Unterstützung der Behörden und Anlieger zu beanspruchen.

Die Vorbereitungen zu einem Thalsperrenbau mögen in der Reihenfolge, wie sie zeitlich auf einander zu folgen pflegen, geschildert werden:

1. Feststellung des Bedarfs.

a) Trinkwasserversorgung.

Für die Bemessung des Wasserbedarfs von Gemeinwesen giebt die Kopfzahl der Einwohner einen Anhalt. Freilich sind die Ansprüche ausserordentlich verschieden. Während sich kleinere deutsche Städte mit 60—80 l pro Kopf und Tag begnügen, für grössere 120—150 l das gewöhnliche ist, geht man in Nordamerika bis auf 300 und 400 l. Dort ist sowohl der verschwenderische Aufwand für öffentliche als auch für häusliche Zwecke üblich. Die Wohlthaten einer ausgiebigen Benutzung sind auch ärmeren Kreisen zugänglich.

Besondere Rücksichten sind auf grosse landwirthschaftliche oder industrielle Betriebe im Versorgungsgebiet zu nehmen. Einen wesentlichen Einfluss auf den Verbrauch übt die Art der Abgabe und der Preis des Wassers.

b) Bewässerung von Ländereien.

Der Bedarf hierfür hängt vom Klima, der Bodenbeschaffenheit und Oberflächengestaltung und der Art des Anbaues der zu bewässernden Fläche ab.

Fecht rechnet im Elsass für eine Bewässerungsdauer von 6 bis 7 Monaten rund $^1/_2$ l für ha/Sek.

Crugnola empfiehlt einem Projekte 1,2 l für ha/Sek. das ganze Jahr hindurch einschl. der Verluste an Verdunstung und Versickerung zu Grunde zu legen. Eine Zahl, welche bei durchlässigem Boden, schlechtem Zustande, grosser Länge und ungünstigen Querschnitts- und Gefällverhältnissen der Zuleitungsgräben, sowie grosser Wasserbedürftigkeit der Pflanzungen (z. B. Reisfelder) bis 5 l und mehr steigt.

In Spanien sind 3 Bewässerungsklassen gebildet, innerhalb deren die Wassermenge von 0,09 Sekundenliter für den ha bis 1 Sekundenliter einschl. Verluste, das ganze Jahr hindurch, schwankt.

In Algier kommt nach Zoppi & Torricelli, nach der Fassungskraft der Gräben zu schliessen, $^1/_5$ Sekundenliter und weniger auf den ha.

c) Kraftwasserversorgung.

Die Abschätzung der Menge des verwerthbaren Kraftwassers erfordert zunächst eine eingehende Kenntniss der bestehenden Betriebsverhältnisse der Industrie. Die Unterlagen hierfür gewährt eine Aufnahme etwa nach folgendem Schema:*) Name des Besitzers, Art des Betriebs (Pulver-, Mahl-, Schleifmühle u. s. w.), Ort des Betriebs, Art des Triebwerks (Turbinen, ober-, unter-, mittelschlächtiges Wasserrad, Druckwassermotor) mittleres nutzbares Gefälle, Fassungskraft des Motors

*) Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1898, S 250.

bei höchster Nutzleistung, Nutzeffect, Zahl der Arbeitstage im Jahre und Zahl derjenigen, an welchen aus Mangel an Wasser nicht gearbeitet worden ist, durchschnittliche Zahl der Arbeitsstunden am Tage, Nutzinhalt eines etwa vorhandenen Weihers, Zahl der Pferdekräfte der Hülfsdampfmaschinen, Zahl der Tage, an welchen beide Motoren zusammenarbeiteten, Zahl der Tage, an welchen die Dampfmaschine allein arbeitete. Anzahl der cbm des jährlichen Wasserverbrauchs zu anderen Zwecken. Ferner ist die vergleichsweise Kostenberechnung einer anderweiten Kraftbeschaffung (Dampf-, Gas-, Heissluft-Motor) ausschlaggebend. Die Industrie wird aus der verbesserten Kraftquelle um so reichlicher schöpfen, je billiger dieselbe ist.

Beispielsweise sei erwähnt, dass nach Korte die Nutzpferdekraftstunde einschl. Verzinsung und Tilgung des Anlagekapitals für Dampfmaschinen von 5—70 Pferdestärken 8—5 Pf. kostet.*)

Tolkmitt giebt in seiner Wasserbaukunst**) an, dass die maschinellen Einrichtungskosten der Wassertriebwerke durchschnittlich zu 250 M. (bei hohen Gefällen bis herab zu 60 M.) für die Pferdekraft zu rechnen seien. Werden dann die übrigen Anlagekosten der Nutzbarmachung für diese Einheit zu 500 M., für Verzinsung, Tilgung und Unterhaltung rund 100 M. gerechnet, so lässt sich der Preis für eine Pferdekraftstunde auf $1^1/_4$ Pf. herabdrücken. Dieser Preis lässt sich auch für kleinere Anlagen einhalten.

Das Abgabegebiet kann durch Benutzung hydraulischer, elektrischer oder Druckluft-Kraftübertragung bedeutend erweitert werden. (Abgabe nach Zonen der Leitungskosten, wie an der Urft in der Eifel geplant.) Die Ertragsfähigkeit begrenzt nach unten hin, die Kapitalkräftigkeit und die Natur nach oben hin, den Umfang des Unternehmens.

Die effektive Wasserpferdekraftstunde verbraucht bei einem Gefälle h in m und einem Nutzeffekt des Motors = 0,675

$$\frac{60 \cdot 60 \cdot 75}{1000 \cdot 0{,}675 \cdot h} = \frac{400}{h} \text{ cbm.}$$

Danach ist die Berechnung des Verbrauchs verhältnissmässig einfach, wenn das Gefälle an einem oder wenigen benachbarten Punkten vereinigt ist, oder auch das Wasser in geschlossener Leitung abgegeben wird. Sie wird aber recht umständlich und unsicher, sobald die Abgabe in einem Zuschuss zu dem Inhalte eines vorhandenen, offenen, längeren Wasserlaufs besteht, dessen Wasserführung die Zeit und die Menge des Zuschusses bestimmt.

Die Wünsche und die Eigenart der einzelnen Triebwerke können nur in einem mittleren Gesammtwerthe Berücksichtigung finden.

Als Beispiel mögen hier die Wasserverhältnisse der Wupper dienen***) In Abb. 1 wurde das Niederschlagsgebiet der Wupper, in qkm ausgedrückt, als Abscissenaxe angenommen. Die Triebwerke sind, entsprechend der Grösse ihres

*) Vergl. Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure. 1889, S. 185.

**) Tolkmitt, Grundlagen der Wasserbaukunst. Berlin, 1898.

***) Entnommen aus „Intze, die Wasserverhältnisse der Wupper", Druck von La Ruelle in Aachen. 1893. Siehe auch Hannoversche Zeitschrift 1899 S. 14 Abb. 5.

Zeichnerische Darstellung:

I. Der grössten Aufschlagswassermengen der an der Wupper im Jahre 1888/89 vorhandenen Motoren in Sekundenlitern.
II. Der Abflussmengen der Wupper, unter Annahme einer Abflussmenge von 1,88 Sekundenliter für den qkm (trockensten Tag) berechnet.
III. u. IIIa. Des Einflusses des Thalsperrenzuschusses am trockensten Tag.
IV. Des mittleren Wassers der Wupper für das Jahr 1888/89 entspr. 22 Sekundenliter f. d. qkm.

Anmerk.: Eine Anzahl Werke (Motoren) ist in dieser schematischen Darstellung weggelassen.

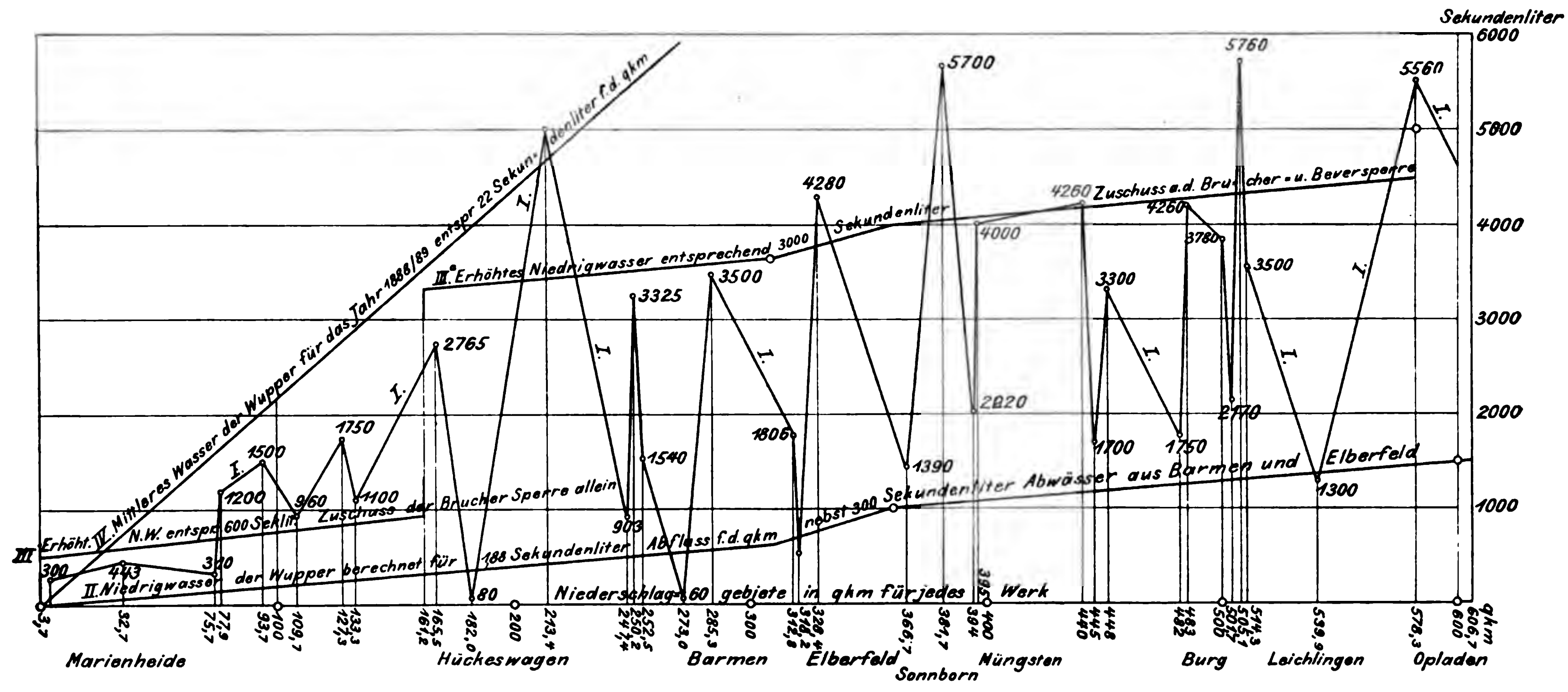


Abb. 1.

Niederschlagsgebietes, eingetragen. Aus der Annahme einer sekundlichen Abflussmenge von 1,88 l/qkm am trockensten Tage ergiebt sich die an diesem Tage an jedem der Werke vorbeifliessende sekundliche Wassermenge. Dem gegenüber steht der gleichfalls eingeschriebene sekundliche grösste Bedarf der Kraftmaschinen eines jeden Werkes. Die beiden letzteren Werthe sind an jedem Werke als Ordinaten eingetragen. Der Längenunterschied ergiebt den Mangel oder Ueberschuss. Zur Deckung des ersteren ist ein Zuschuss von 600 Sekundenliter aus der Brucher Sperre und von 2400 Sekundenliter aus der Bever Sperre vorgesehen. Dabei werden die grösseren Werke noch Mangel leiden, die kleineren das Wasser ganz oder theilweise ungenutzt über ihre Entlastungsvorrichtungen stürzen lassen müssen. Eine bessere Ausnutzung ist erst im Laufe der Zeit zu erwarten, wenn die Fassungskraft aller Motoren der mittleren Wasserführung annähernd angepasst, auch die noch nicht ausgenutzten Gefälle ausgebeutet sind. Die Ermittelung der eigenen Wasserführung der Wupper gilt natürlich nur für den einen trockensten Tag. Entsprechend einer veränderten Wasserführung wird auch der Zuschuss sich ändern oder ganz aufhören.

Hat man sich auf Grund ähnlicher Erwägungen für einen Mindestwerth entschieden, unter welchen man die sekundliche Gesammtmenge an einem bestimmten Punkte nicht sinken lassen will, so findet sich der Gesammtzuschuss, während eines Jahres aus der Beobachtung der that-


Abflussmengen des Bever-, Uelfe- u. Brucher-Thales im April, Mai u. Juni 1889.

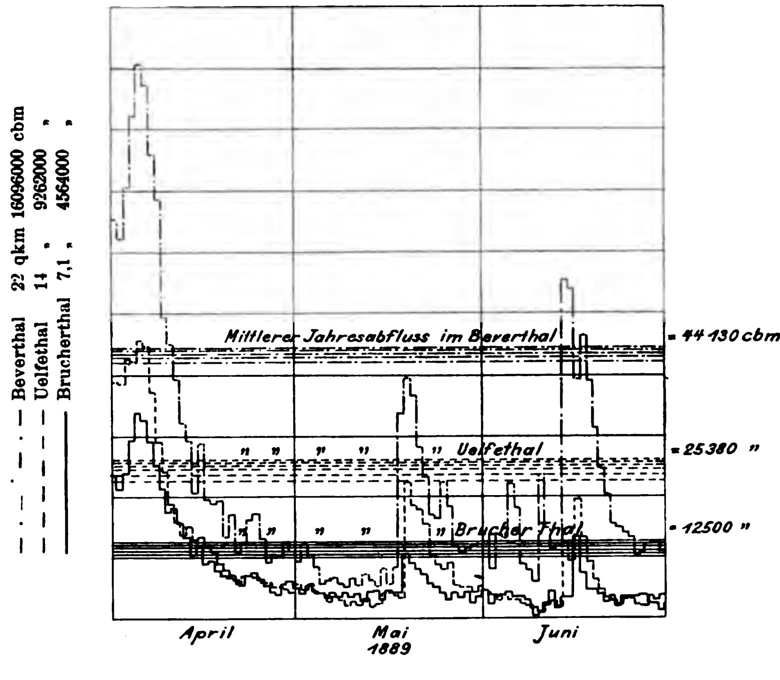


Abb. 2.

sächlichen sekundlichen Abflussmengen an diesem Punkte. Die letzteren werden zweckmässig für die 24 Stunden jedes Tages berechnet und als Ordinaten aufgetragen (Siehe Abb. 2 aus dem Vortrage von Intze, 18. Oktober 1889 bezw. a. d. Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover. 1899 S. 14.)

Ebenso wird der Mindestwerth für 24 Stunden berechnet und als eine Wagrechte in der Darstellung der täglichen Abflussmengen eingetragen. Für jeden Tag, an welchem die thatsächliche Abflussmenge den Mindestwerth nicht erreicht, ist dieser Unterschied als Zuschuss zu leisten. Die Summe der Unterschiede ergiebt den Gesammtbedarf.

Die Höhe und die Zeit des Eintritts des Bedarfs schwankt nicht nur, wie die Abb. 2 und 3 zeigen, im Verlaufe der einzelnen Tage des Jahres, sondern ist auch in jedem Jahre verschieden. Je länger daher die Reihe der Beobachtungsjahre, um so sicherer das Urtheil über die aufzuspeichernde Wassermenge.

d) Speisung von Kanälen und kanalisirten Flüssen.

Bezüglich der zu deckenden Schleusungs- Versickerungs- und Verdunstungsverluste, sei auf die einschlägige Fachlitteratur, bezüglich der Flüsse auf das unter c) Angeführte verwiesen.

e) Aufbesserung des Niedrigwassers und Spülung.

Werden besondere Ansprüche an den Vorrath einer Thalsperre zur Aufbesserung des Niedrigwassers und zur Spülung des verunreinigten Flussbettes im Interesse der Fischzucht, der Entnahme für landwirthschaftliche oder industrielle Zwecke, sowie zur Befriedigung gesundheitlicher und ästhetischer Forderungen gestellt, so sind sie in ähnlicher Weise, wie unter c) angeführt, zu bewerthen.

Drastisch wird das Vielfache, auf welches die Niedrigwassermenge zu erhöhen ist, nachgewiesen, indem man zählt, wie viel Gläser reines Wasser einem Glase des verunreinigten zuzusetzen sind, um den gewünschten Grad der Klarheit zu erhalten.

Gewöhnlich wird das aufgespeicherte Thalsperrenwasser mehreren Zwecken zu dienen haben, ohne dass es jedoch dabei immer nöthig ist, jeden derselben mit seinem vollen Bedarf einzusetzen. Andererseits ist nicht zu übersehen, dass sich die Nachfrage gerade in den ungünstigsten — trockensten Jahren — und in der heissesten Jahreszeit am meisten steigert und die Errichtung des Sammelbeckens neue Ansprüche hervorruft.

2. Die Auswahl des abzusperrenden Gebiets und Thales.

a) Lage zum Versorgungsgebiet.

Die Möglichkeit, eine Stauweiherversorgung neben den vielen anderen Arten der Wasser-(Kraft-)Beschaffung in Betracht zu ziehen, setzt ein geeignetes Gelände in nicht allzu grosser Entfernung vom Versorgungsgebiet voraus.

Dieser Forderung steht eine andere wünschenswerthe oft entgegen, nämlich die, das Gebiet durch das natürliche Gefälle des Thalsperrenwassers zu beherrschen bezw. eine grösste Arbeitsleistung zu erreichen.

Die Unbequemlichkeiten und Kosten einer langen Leitung nach dem hoch aber entfernt liegenden Quellgebiet einerseits und die Noth-

Messungsergebnisse
des selbstaufzeichnenden Pegels im Eschbachthale bei Remscheid für den Monat März 1888
Niederschlagsgebiet 4,5 qkm.

Kleinste Menge in 1 Stunde	=	80 cbm.
Grösste Menge „ „ „	=	8040 „
Kleinste Tagesmenge	=	2240 „
Grösste Tagesmenge	=	148 230 cbm.
Kleinstes anhaltendes Sommerwasser in 1 Stunde	=	7,2 „
oder in 1 Tag	=	172 „

Tag	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.	11.	12.	13.	14.	15.	16.
Regenhöhe in mm:	1,2	1,3	0,0	2,0	0,0	1,5	1,0	24,5	34,0	5,5	11,0	0,0	0,0	11,0	3,5	13,5
Tägl. Abfluss in cbm:	2280	2360	2400	2700	2450	2240	4080	21830	[illegible]	[illegible]	57480	41990	29090	24640	21380	28180
Tägl. Niederschlag in cbm:	5400	5850	—	9000	—	6750	4500	110250	153000	24750	49500	—	—	49500	15750	60750

Tag	17.	18.	19.	20.	21.	22.	23.	24.	25.	26.	27.	28.	29.	30.	31.
Regenhöhe in mm:	0,0	0,0	0,0	0,0	3,5	8,7	1,7	3,0	5,5	8,0	6,3	14,0	1,2	7,5	
Tägl. Abfluss in cbm:	31850	27390	22080	16000	12490	10770	11010	11620	19630	28400	30080	31270	28280	23620	
Tägl. Niederschlag in cbm:	—	—	—	—	13750	39150	7650	13500	24750	36000	28350	63000	5400	33750	

Abb. 3.

wendigkeit allenfalls auf die Maschinenkraft zur Beförderung des Wassers zurückgreifen zu müssen, oder die Anzahl der zu gewinnenden Pferdekräfte vermindert zu sehen, anderseits, sind gegeneinander abzuwägen. Auch ist zu bemerken, dass das abgeschlossene Niederschlagsgebiet — und damit die Wassermenge um so kleiner — wird, je höher man in's Gebirge hinaufsteigt.

Von vornherein scheiden diejenigen Thäler für Thalsperrenzwecke aus, welche in Folge zahlreicher menschlicher Ansiedelungen, industrieller und Bergwerksanlagen, werthvoller Kulturen und dergleichen ein zu hohes Anlagekapital in Grunderwerb erfordern würden.

Bei der Auswahl unter den übrigen ist das Niederschlagsgebiet und wiederum insofern die Höhenlage massgebend, als mit der Meereshöhe die Höhe der zu erwartenden Niederschläge und dementsprechend die Abflusshöhe wächst.

Vorzügliche Dienste wird eine topographische Karte mit Höhenlinien, in nicht zu kleinem Massstab, leisten. Die Niederschlagsgebiete sind durch Eintragung der Wasserscheiden abzugrenzen und durch farbige Behandlung hervorzuheben. Der Flächeninhalt lässt sich leicht durch den Planimeter oder durch ein zeichnerisches Verfahren ermitteln.*)

Dadurch ist der Vergleich der Leistungsfähigkeit und die Auswahl derjenigen Gebiete, welche den Ansprüchen in dieser Beziehung genügen und näher zu untersuchen sind, erleichtert.

b) Verfügbare Wassermengen.

Der sicherste Weg, um über die Abflussmengen einen Aufschluss zu erhalten, führt auf jahrelang fortgesetzte Messungen an der Stelle**), welche für das Abschlusswerk in Aussicht genommen ist.

Die Messungen werden folgendermassen in's Werk gesetzt:

1. Nur bei geringer Wasserführung wird man die sekundlichen Mengen und daraus die Tages- und Jahresmengen unmittelbar durch Auffangen in einem Gefäss von bekanntem Inhalt und Ablesen der Füllungszeiten feststellen können.

2. Die beste Bestimmungsart für die dauernde Beobachtung grösserer Mengen ist die Anordnung eines Ueberfalles mit wagerechter, scharfer (metallischer) Kante von gegebener Breite (Abb. 4). Treibende Gegenstände, wie Holz, Gras, Eisschollen, sind oberhalb aufzufangen, auch ein geräumiges Becken zu bilden, um die Geschwindigkeit des

*) Siehe New Croton Niederschlagsgebiete. Th. II Abb. 38 u. 39.

**) Die Ergebnisse bedürfen einer Berichtigung, wenn aus örtlichen Gründen die Beobachtungen oberhalb oder unterhalb dieser Stelle verlegt werden.

Man wird die Wassermengen entsprechend dem Verhältniss der Niederschlagsgebiete reduciren.

Beispiel: Niederschlagsgebiet für die Sperrmauer 12 qkm, Niederschlagsgebiet an dem unterhalb gelegenen Beobachtungspunkt 18 qkm. Im Monat März abgeflossene beobachtete Wassermenge 180,000 cbm, danach die aus dem Sperrgebiet zu erwartende Abflussmenge

$$\frac{180{,}000 \cdot 12}{18} = 120{,}000 \text{ cbm.}$$

ankommenden Wassers bis auf einen zu vernachlässigenden Werth herabzudrücken.

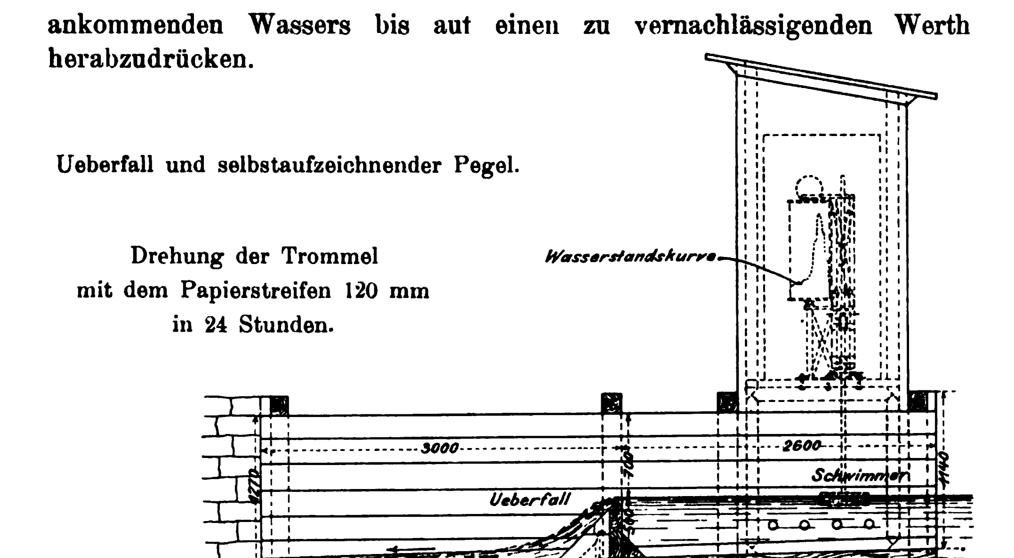


Abb. 4.

Das Wasser fliesst dann wie aus einem Gefäss mit rechteckiger Seitenöffnung aus und es lässt sich aus der Breite b und der beobachteten Strahldicke h die sekundliche Wassermenge Q nach Tabelle 1 oder nach bekannten Formeln finden.*)

Tabelle 1.

Wassermengen Q eines Ueberfalls von 1,0 m Breite (b) für u = 0,60.

$$Q = \frac{2}{3} \text{u. b.} \sqrt{2 g}\, h^{3/2} = 1{,}77\, h^{3/2}$$

Nach Tolkmitt, Grundlagen der Wasserbaukunst.

h in m	Q in cbm	h in m	Q in cbm	h in m	Q in cbm	h in m	Q in cbm
0,01	0,0018	0,26	0.2345	0,51	0,6446	0,76	1,173
0,02	0,0050	0,27	0,2181	0,52	0,6673	0,77	1,196
0,03	0,0092	0,28	0,2622	0,53	0,6830	0,78	1,219
0,04	0,0142	0,29	0,2764	0,54	0,7024	0,79	1,243
0,05	0,0196	0,30	0,2980	0,55	0,7220	0,80	1,267
0,06	0,0260	0,31	0,3055	0,56	0,7418	0,81	1,290
0,07	0,0327	0,32	0,3204	0,57	0,7616	0,82	1,314
0,08	0,0400	0,33	0,3355	0,58	0,7818	0,83	1,338
0,09	0,0478	0,34	0,3509	0,59	0,8021	0,84	1,363
0,10	0,0559	0.35	0.3665	0,60	0,8226	0.85	1,387
0,11	0,0644	0,36	0.3736	0,61	0,8443	0,86	1,412
0.12	0,0734	0.37	0,3948	0,62	0,8641	0,87	1,436
0,13	0,0828	0,38	0,4141	0,63	0,8851	0,88	1,461
0,14	0,0926	0,39	0,4311	0,64	0,9062	0,89	1,486
0,15	0,1028	0,40	0,4478	0,65	0,9276	0,90	1,511
0,16	0,1133	0,41	0,4647	0,66	0.9490	0,91	1,536
0,17	0,1239	0,42	0,4818	0,67	0,9707	0,92	1,562
0,18	0,1351	0,43	0,4991	0,68	0,9925	0,93	1,588
0,19	0,1466	0,44	0,5166	0,69	1,015	0,94	1,613
0,20	0,1582	0,45	0,5343	0,70	1,037	0,95	1,639
0,21	0,1701	0,46	0,5522	0,71	1,059	0,96	1,665
0,22	0,1823	0,47	0,5703	0,72	1,079	0,97	1,691
0,23	0,1959	0,48	0,5886	0,73	1,104	0,98	1.717
0,24	0,2080	0,49	0,6071	0,74	1,127	0,99	1,744
0,25	0,2212	0,50	0,6258	0,75	1,150	1,00	1,770

*) $Q = {}^{2}/_{3}\, u\, b\, \sqrt{2 g h}$ u = 0,60 - 0,70; g = 9,81
Siehe auch: Des Ingenieurs Taschenbuch v. Verein „Hütte“, Deutscher Baukalender u. a.

Da die Anschwellungen der Gebirgsbäche in ausserordentlich kurzer Zeit stattfinden und ebensoschnell wieder verlaufen, so genügen noch so zahlreiche Einzelbeobachtungen nicht, um ein genaues Ergebniss zu erhalten. Es ist vielmehr erwünscht die Wasserstände (aus denen die Strahldicken gefunden werden) selbstthätig aufzeichnen zu lassen. Hierzu dienen sogenannte selbstaufzeichnende Pegel, welche von den Feinmechanikern Fuess in Steglitz bei Berlin, Behm in Karlsruhe, Kappert in Bremen u. a. geliefert werden.

Sie beruhen im Grundgedanken darauf, dass ein Schwimmer, welcher dem Steigen und Fallen des Wassers folgt, seine Auf- und Abwärtsbewegung mittelst eines Schreibstiftes auf einen Papierstreifen aufträgt. Ein Uhrwerk dreht diesen aufgerollten Streifen und verzeichnet auf ihm die Zeiten.

Die Aufzeichnungen des sanft angedrückten Stiftes erfolgen entweder in natürlicher Grösse oder durch eine Uebersetzung im verkleinerten oder vergrösserten Maasstabe.*)

Das Mass der Wasserstandsschwankungen hat man durch die Breite des Ueberfalls in der Hand, welche in einem angemessenen Verhältniss zu den zu erwartenden Wassermengen stehen muss.

Als Beispiel einer solchen Einrichtung kann die Abbildung einer in den Wipperbach eingebauten Vorrichtung (Abb. 4) dienen.**) Der zu messende Wasserspiegel stellt sich im Schwimmerhäuschen vermittelst dreier Löcher in dessen Bohlwand her, wodurch die störenden Wellenbewegungen gemildert werden.

Die Errichtung eines Ueberfalls wird durch das Vorhandensein eines für andere Zwecke erbauten Wehres überflüssig. Andererseits bilden bei sehr grossen Hochwassermengen die Kosten einer sichern Herstellung ein unübersteigliches Hinderniss.

3. Man wählt dann als Beobachtungsstelle einen möglichst regelmässig gestalteten Theil des Bachbetts bekannten Querschnitts, stellt auch wohl einen solchen durch eine Ausmauerung oder ein hölzernes Gerinne***) her. Die Geschwindigkeit kann dann nicht mehr vernachlässigt werden, sondern bildet im Gegentheil einen massgebenden Factor für die Berechnung der Wassermenge. Die Formeln von Bazin, Ganguillet Kutter u. a. ermöglichen es, aus Länge, Gefälle, Querschnitt und benetztem Umfang unter Benutzung von Erfahrungscoefficienten die mittlere Geschwindigkeit des Wassers in einem Gerinne zu berechnen.†)

4. Die unmittelbare Messung durch Schwimmerbeobachtungen, noch besser durch den Woltmann'schen Flügel ist indessen vorzuziehen.

Der benetzte Querschnitt wird in letzterem Falle durch Senkrechte in Streifen gleicher Breite getheilt und für jede Senkrechte aus der Auftragung der in Abständen ausgeführten Messungen die mittlere Geschwindigkeit gefunden.

*) Druckluftpegel kommen als zu theuer, wohl nicht in Frage.

**) Entnommen der Brochüre des Prof. Intze: „Die bessere Ausnutzung der Gewässer und Wasserkräfte". Berlin, 1889.

***) Ein solches 9,0 m lg., ist z. B. an der Gileppe benutzt.

†) s. Hütte 1899 S. 251/252. — Centralblatt d. Bauverw. 1898 S. 317.

Oder aber, es werden aus den Messungen Curven gleicher Geschwindigkeit für den ganzen Querschnitt construirt. Das Verfahren unter 3 und 4 wird bei verschiedenen Füllungsgraden des Querschnitts wiederholt, so dass später, nach Beobachtung des Wasserstandes, aus einer zeichnerischen Darstellung nach dem Muster der Abb. 5 oder einer Tabelle, die Wassermenge, welche in der Sekunde das Profil durchfliesst, abgelesen werden kann.

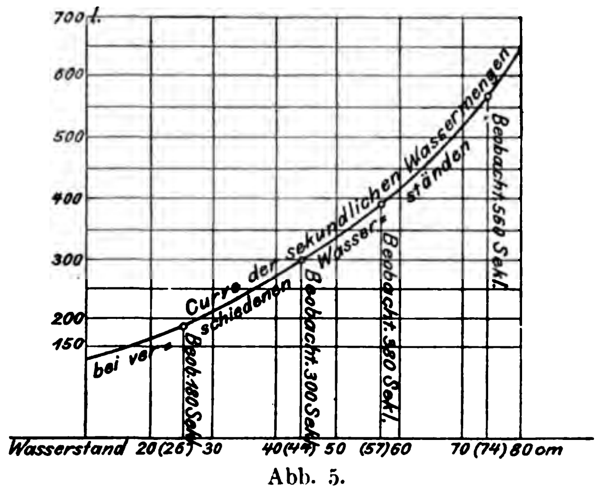


Abb. 5.

5. Détienne und Leclerq schlagen eine Bestimmung der Wassermenge durch quantitative Analyse vor. Dem Bachwasser wird eine bestimmte Menge Kalk in Lösung zugesetzt und aus dem Grade der Verdünnung einer ausgeschöpften Probe auf die Wassermenge geschlossen. — Mehr geistreich als praktisch.

Bei allen diesen und ähnlichen Verfahren wird der unterirdische — der Grundwasser-Abfluss — vernachlässigt.

Derartige Messungen sind zur Bestimmung der Abflussmengen des endgültig in Aussicht genommenen Thales unumgänglich nothwendig. Man wird sie aber auch schon für die Auswahl desselben (in einem oder mehreren der hauptsächlich in Betracht kommenden Thäler) in Verbindung mit der Beobachtung der Niederschlagshöhen vornehmen müssen, insofern nicht anderweitige Erfahrungen über die Abflussverhältnisse schon vorliegen.

Der Procentsatz des Abflusses ist aus der beobachteten Abflussmenge, dem bekannten Flächeninhalt des Niederschlagsgebietes und der gleichfalls beobachteten Regenhöhe zu berechnen.

Es ist anzunehmen, dass derselbe in einem benachbarten Gebiet unter ähnlichen Verhältnissen, in gleichen Zeiten für gleiche Flächen der gleiche ist.

So kann man denn umgekehrt aus den mittleren Regenhöhen dieses Gebietes, seinem Flächeninhalt und dem nunmehr bekannten Procentsatz des Abflusses, auf dessen Abflussmenge schliessen.

Die Niederschlagshöhen sind ungleich einfacher und billiger zu bestimmen als die Abflussmengen.

Die Niederschlagshöhe ist gleich der Stärke derjenigen Wasserschicht, welche entsteht, wenn die atmosphärischen Niederschläge, ohne abzulaufen, von einer ebenen Fläche aufgefangen werden. Die letztere wird bei Anstellung der Beobachtungen durch ein flaches cylindrisches Gefäss dargestellt. Das aufgefangene Wasser läuft durch eine Boden-

öffnung in einen untergestellten, gegen Verdunstung geschützten Behälter (Abb. 6).

Zu bestimmter Zeit wird einmal am Tage der Inhalt desselben in einer Cylindermensur gemessen,*) deren Horizontalschnitt *f* in bekanntem Verhältniss zur auffangenden Fläche *F* steht.

Ist z. B. $\frac{f}{F} = \frac{1}{10}$ so liest man die Niederschlagshöhen in 10fach vergrössertem Massstabe ab.

Die Niederschläge in Gestalt von Schnee, Hagel und dergleichen müssen vorsichtig geschmolzen werden.

Wie verschieden die Niederschlagshöhen selbst in benachbarten Gebieten sind, geht aus der Vergleichung der Niederschläge für Lennep, des Uelfe- und des Beverthal in den Jahren 1889 bis 1892 hervor.

Regenmesser.

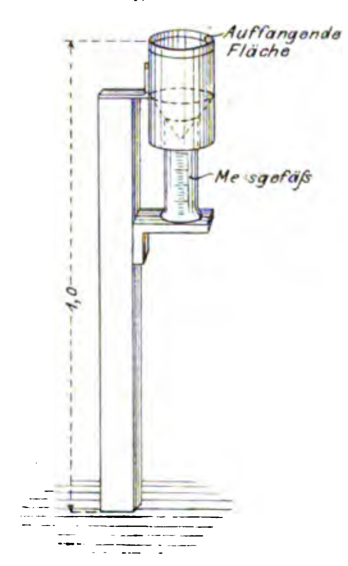


Abb. 6.

Der Hellmann'sche registrirende Regenmessser aus der Werkstätte f. meteorologische und hydrotechnische Apparate von R. Fuess in Steglitz b. Berlin.**)

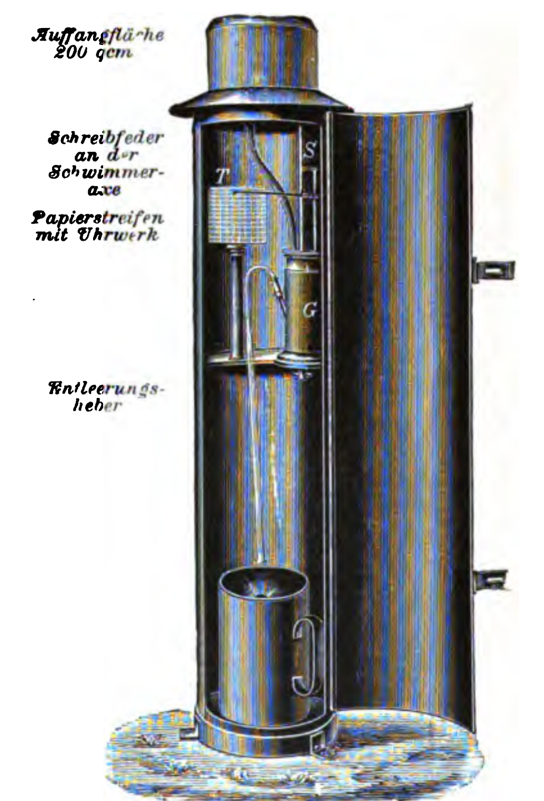


Abb. 7.

(Tab. 2. Die Beobachtungspunkte liegen auf den Ecken eines gleichseitigen Dreiecks in ∾ 8 km Entfernung, Lennep westlich von den beiden andern 340 m über N N und ∾ 70 m höher als jene.)

---

*) Man hat auch selbstaufzeichnende Regenmesser. bei welchen der Wasserstand im Messgefäss ebenso wie vorher für einen Wasserlauf beschrieben, vermittelst eines Schwimmers und Stiftes aufgezeichnet wird. (Abb. 7).

**) Der Hellmann'sche neue registrirende Regenmesser ist eingehend beschrieben in der „Meteorologischen Zeitschrift“, 2. Heft, 1897.

Tabelle 2. Niederschlags- und Verdunstungshöhen in 3 benachbarten Thälern in mm.

	Lennep		Uelfethal		Beverthal	
	Niederschlag	Verdunstung	Niederschlag	Verdunstung	Niederschlag	Verdunstung
1889						
Januar	54,6	25	45,4	35	38,6	27
Februar	112,9	—	76,7	—	60,0	—
März	73,6	70	67,9	90	55,5	60
April	39,5	58	36,7	107	29,1	97
Mai	77,9	98	53,0	132	53,9	134
Juni	81,1	124	55,6	166	82,9	154
Juli	153,0	110	171,0	114	149,3	168
August	165,9	115	153,1	95	142,5	135
September	126,3	102	120,2	85	105	102
Oktober	54,0	63	42,1	67	29	75
November	54,15	50	52,5	30	37,35	33
December	136,5	20	115,2	15	110,6	—
Im ganzen Jahr	1129,4	855	989,4	936	893,7	985
1890						
Januar	192,5	40	197	36	158,4	24
Februar	6	—	—	—	—	—
März	61	60	58,3	63	55,2	62
April	98,35	95	89,2	71	79,2	90
Mai	76,95	100	77,2	129	68,7	154
Juni	93,5	94	86,6	99	71,4	107
Juli	149	89	161,4	107	134,5	118
August	162,7	83	144,6	89	146,2	115
September	16,3	65	12,6	64	13	67
Oktober	166,5	33	144,4	36	141	32
November	264,85	10	232,5	10	221,4	20
December	5,6	—	—	—	—	—
Im ganzen Jahr	1297,5	629	1103,8	704	1089	799

	Lennep		Uelfethal		Beverthal	
	Niederschlag	Verdunstung	Niederschlag	Verdunstung	Niederschlag	Verdunstung
1891						
Januar	155,65	—	135	—	127	—
Februar	8,7	—	—	—	—	—
März	160,2	50	144,3	50	92,7	50
April	86	60	100,7	55	73,1	60
Mai	77,3	110	90,9	107	65,5	120
Juni	181	90	172,7	82	172,2	105
Juli	101,8	110	111,9	116	91	125
August	112,0	90	78,6	86	73,6	100
September	44,2	80	43,1	82	35 2	85
Oktober	61,2	68	68,7	66	46,6	70
November	48,6	26	48,6	33	46	34
December	192,6	—	177	4	182,6	—
Im ganzen Jahr	1229,2	684	1170	781	1005,5	749
1892						
Januar	102,4	—	72,2	—	60,5	—
Februar	79,1	20	64,7	22	54,2	22
März	43,1	58	25,5	68	34	58
April	44,2	79	30,5	106	34,1	80
Mai	72,2	156	55,4	160	52,1	157
Juni	85,9	118	85,3	113	65,5	125
Juli	68,35	124	73	123	44,7	137
August	84,41	118	75,75	118	70,8	125
September	144,35	52	115,3	55	99,3	59
Oktober	100,6	45	86,7	48	88,6	51
November	66,7	22	53	22	47,0	22
December	130,0	—	128	—	127	—
Im ganzen Jahr	1017,3	792	865,4	835	777,8	836

Die Ergebnisse werden daher um so genauer, je dichter das Netz der Beobachtungsstellen.

Das meteorologische Institut besitzt deren an 2000 über ganz Deutschland verstreut Die dem Thalsperrengebiet zunächst liegenden werden aufzusuchen und unter Berücksichtigung der Meereshöhen und der Lage zu den wasserführenden Winden die Regenhöhen zu schätzen sein, bis eigene Beobachtungen vorliegen.

Fecht giebt an, dass bei unseren von Süden nach Norden streichenden Gebirgen auf den Westhängen grössere Niederschläge zu erwarten sind als auf den Osthängen.

Crugnola hat in Corrèze (Frankreich) und in der Schweiz beobachtet, dass man der auf der Station gemessenen jährlichen Regenhöhe für jede 100 m Meereshöhe des zu beurtheilenden Punktes mehr, 50—60 mm zuzählen müsse.

Dieselbe Regenhöhe giebt sowohl im Ganzen als auch in der Zeiteinheit ganz verschiedene Abflussmengen, je nach der topographischen und geognostischen Beschaffenheit des Bodens, dem Zustande desselben, ob gefroren, locker, rissig, feucht; ob durch Moos, Laub, Gras, Getreide und Baumwuchs geschützt oder kahl, gepflügt oder drainirt; je nach der Tageszeit und Jahreszeit in der sie fällt. Es ist auch nicht einerlei, ob der Niederschlag als Thau oder Platzregen, als Schnee oder Hagel niedergeht, wie anhaltend er erfolgt und wie sich „das Wetter“ vorher oder nachher gestaltet.

Man sieht daraus, wie wichtig die unmittelbare Messung und der daraus abgeleitete Procentsatz der Abflussmengen vom Niederschlag ist.

Im Jahresmittel werden folgende Werthe für den letzteren angegeben:

Für das Niederschlagsgebiet		
der Furens	64,1 %	der Niederschlagshöhen
des Beckens von Ançon	62,6 %	„
„ „ „ Grosbois	49,8 %	„
„ „ des Bodensees	60—70 %	„
für Deutschland im		
Jahresmittel nach Mollendorf	47,5 %	„
Im Elsass wie vor, nach Fecht	60—80 %	„
Nach Crugnola	60—80 %	„
Für das Wuppergebiet	70 %	„

Als Beispiel der Vertheilung des Abflusses über die einzelnen Monate des Jahres seien nachfolgende Beobachtungen des Baumeisters Schmidt angeführt: In Dahlhausen hat die Wupper ein Niederschlagsgebiet von 213,4 qkm, die in Lennep beobachteten Regenhöhen können als mittlere Werthe für dasselbe gelten.

Rechnet man aus diesen die Niederschlagsmengen aus, so ergeben sich nach den in Dahlhausen beobachteten Abflussmengen folgende Procentsätze des Abflusses im 5jährigen Mittel.

Tabelle 3.

Januar	84 %	Juli	48 %
Februar	78 %	August	46 %
März	68 %	September	61 %
April	62 %	Oktober	74 %
Mai	40 %	November	86 %
Juni	45 %	December	86 %

Diese Aufzeichnungen sind fortgesetzt und die Ergebnisse in der Tabelle 4 im Jahresmittel enthalten.

Tabelle 4.

Jahreszahl	Niederschlagshöhe im Jahre in Lennep	Daraus berechnete sekundl. Abflussmenge bei Dahlhausen (im Jahresmittel)	Thatsächlich gemessene sekundliche Abflussmenge bei Dahlhausen (im Jahresmittel)	Procentsatz des Abflusses	Anzahl der Tage im Jahre mit einem sekundlichen Abfluss von: unter 1 cbm	1—2	2—3	3—4	4—5	5—6	über 6cbm	
1882	1662	11,2	9,88	88	0	16	28	99	81	25	116	= 365 Tage
1883	1310	8,85	6,23	70	50	60	35	35	25	22	138	„
1884	1273	8,6	5,7	66	92	52	47	26	22	28	98	„
1885	1090	7,2	5,00	70	82	58	70	22	50	23	60	„
1886	1228	8,6	5,15	60	53	106	35	34	30	32	75	„
1887	924	6,24	4,20	67	70	110	44	27	45	19	50	„
1888	1323	8,93	7,30	81,7	26	52	48	24	25	49	142	„
1889	1134	7,66	5,50	72	49	38	48	54	48	25	103	„
1890	1293	8,73	6,10	70	25	56	54	50	40	40	100	„
1891	1229	8,30	4,80	58	37	63	28	48	63	58	68	„
1892	1021	6,91	4,74	68,6	80	78	57	32	30	24	61	„
1893	1110	7,51	5,17	69	136	53	26	10	10	17	113	„
1894	1361,5	9,21	6,79	74	40	75	35	26	21	29	139	„
1895	1325	8,96	6,45	72	41	62	56	40	32	24	110	„
1896	965	6,75	4,2	62	63	45	45	32	45	42	94	„
Im 15jährig. Mittel	1216,7	8,25	5,81	70	56	63	44	37	37	30	98	= 365 Tage

Auf die 98 Tage, an welchen im 15jährigen Mittel der sekundliche Abfluss über 6 cbm betrug, war derselbe folgendermassen vertheilt:

6—10	10—15	15—20	20—50 u.	186 cbm
53	19	11	14	1 Tag

Die, der schon erwähnten Brochüre über die bessere Ausnutzung der Wasserkräfte entnommene, zeichnerische Darstellung der täglichen Abfluss- und Niederschlagsmengen im Monat März 1888 für ein Gebiet von 4,5 qkm (Abb. 3) zeigt die merkwürdige Erscheinung, dass der Gesammtabfluss (800630 cbm) grösser ist als der Niederschlag (762300 cbm). Es rührt dies daher, dass Niederschläge in Gestalt von Schnee, im Winter aufgespeichert, durch die Märzensonne frei wurden.

In derselben Abbildung sind auch die durch den Pegel selbst aufgezeichneten Strahldicken des Ueberfalls enthalten, aus welchen die Abflussmengen berechnet wurden, sowie die Temperaturen des Wassers angegeben.

c) Abzüge und Verluste.

Die Verdunstungsverluste im Niederschlagsgebiet sind durch die unmittelbare Beobachtung der Abflussmengen berücksichtigt Nach dem Aufstau des Wassers zu einem See wird aber auch dessen Oberfläche, und zwar gänzlich ungeschützt, der Verdunstung preisgegeben sein. In der Tabelle 2 sind die Verdunstungshöhen angegeben, welche durch Messungen des Inhalts von im Freien aufgestellten, wassergefüllten Gefässen (umgekehrt, wie die Regenmesser vor Regen geschützt und der Verdunstung ausgesetzt) aufgezeichnet wurden.

Man sieht, dass bei einem freien Wasserspiegel die Verdunstungshöhe die Niederschlagshöhe erreichen, ja übertreffen kann. Sie ist verhältnissmässig um so grösser, je trockener das Jahr gewesen ist. Die Verluste erreichen auch gerade zu der Zeit des Mangels ihre grössten Werthe. Es empfiehlt sich also die in den einzelnen Monaten ermittelten grössten Verdunstungshöhen mit der Oberfläche des Sees multiplicirt als Verluste in Rechnung zu stellen.

Fernere Verluste entstehen durch die Abgabe des Wassers im bisherigen Flussbett oder offenen Kanälen.

Ein längerer Flusslauf mit felsigem Bette und grösserem Gefälle wirkt durch die Wellen und Schaumbildung, das Branden an den Ufern, den Absturz über Wehre geradezu wie ein Gradirwerk. Geringer werden daselbst die Verluste durch Versickerung sein, obgleich der Grundwasserstrom der Einwirkung der Vegetation unterworfen ist. Auch liegt die Möglichkeit vor, das Grundwasser mittelst Filtergängen oder mittelst eines quer durch das Thal gezogenen wasserdichten Dammes, seinem Zwecke wiederzugewinnen. Umgekehrt walten bei Kanälen die Versickerungsverluste vor.

Bei dem rund 42 km langen Zuleitungskanal des Beckens von Bouzey, von dem rund 33 km nach nebenstehendem Profil (Abb. 8) in Erde mit einem Gefälle von 1 : 10 000 als Hangkanal, der Rest, theils in Mauerwerk, theils als Tunnel und etwa 1000 m als Siphon ausgeführt sind, sollte 280 000 cbm täglich liefern (≌ 3 cbm/Sek.).

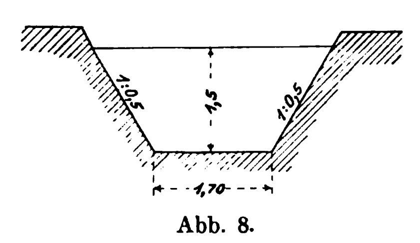


Abb. 8.

Im Oktober 1885 kamen von 210 000 cbm eingelassenen Wassers 70 000 cbm in Bouzey an.

Nach umfangreichen Dichtungsarbeiten durch Auflösung von Thon kamen im Mai von 140 000 cbm eingelassenen Wassers 90 000 cbm in Bouzey an.

Der Kanal hätte zweckmässig einen Querschnitt haben müssen, welcher im Verhältniss zur Entfernung vom Ursprung allmählich abnimmt.*)

Zoppi und Torricelli geben an, dass im Flussbett, bei Versuchen in der Provinz Emilia (Italien), eine anfängliche Wassermenge von 4,5 cbm/Sek. nach 25 km langen Lauf auf 3 cbm/Sek. sich vermindert habe. In Alicante (Spanien) sei eine anfängliche Wassermenge von 900 l nach 12 km langem Lauf auf 565 l herabgegangen.**)

*) H. Denis V. congrès i. de. navig. int. Paris 1892.

**) Die Verluste in Folge von Undichtigkeiten der Sperrmauer und des Untergrundes sind nicht im Voraus zu schätzen, sollten aber schon wegen der Standfähigkeit der Mauer unbedeutend sein. Bei der Heilenbeke werden sie zu 2 l/Sek., bei der Gileppe zu 5 l/Sek. angegeben.

Eine Steuer kann insofern noch auf den aufzuspeichernden Wassermengen ruhen, als zur Befriedigung der Rechte von Unterliegern eine gewisse Abflussmindestmenge im Wasserlauf erhalten bleiben muss, also nicht sämmtliche Wassermengen des abgesperrten Gebietes unumschränkt zur Verfügung stehen.

Alle diese Verluste und Abzüge sind dem Bedarf zuzuschlagen, weil sie sich wie dieser, bei einiger Sorgfalt, ziemlich zuverlässig ermitteln lassen. Die so erhaltenen Werthe sind mit den innerhalb viel weiterer Grenzen schwankenden Abflussmengen und dem noch zu bestimmenden Beckeninhalt in Beziehung zu setzen.

d) Fassungsvermögen des Beckens mit Rücksicht auf Abfluss und Bedarf.

Für die Berechnung des erforderlichen Beckeninhaltes ist der Uebersichtlichkeit wegen, als Zeiteinheit der Monat und als betrachteter Zeitraum das Jahr zu Grunde zu legen, weil innerhalb des letzteren alle diejenigen maassgebenden Bedingungen wiederkehren, welche vom Wechsel der Jahreszeiten abhängen. Welches Jahr namentlich in Bezug auf die Abflussmengen zu wählen ist, muss nach Lage der besonderen Verhältnisse erwogen werden. Wenn man die Befriedigung des Bedürfnisses unbedingt sicher stellen will, wird man ein Jahr mit den geringsten Abflussmengen und langen Trockenheitsabschnitten ins Auge fassen, liegen die Beobachtungen nur für kurze Zeit vor, ergänzende Abschätzungen vornehmen. Der Beckeninhalt schwankt in seinen äussersten Grenzen von *o*, sobald der Zufluss aus dem Niederschlagsgebiet auch im trockensten Monat zur Deckung des Bedarfs hinreicht, bis zum Inhalt der ganzen jährlichen Abflussmenge, wenn diese innerhalb eines einzigen Trockenheitszeitabschnitts erforderlich ist.

Wenn Hädicke den Beckeninhalt mit dem Betriebskapital einer Bank vergleicht, welche nicht die ganze Jahresausgabe vorräthig zu haben braucht, um ihren Verpflichtungen gerecht zu werden; weil neben den Ausgaben auch noch Einnahmen fortlaufen, so trifft dies für Deutschland zu: Wir können auf eine mehrmalige Füllung des Beckens rechnen. In den Tropen giebt es nur eine oder zwei bestimmt abgegrenzte Zeiten der Einnahme.

An einem Beispiel sei erläutert, welche Ueberlegungen bei der Abschätzung des Beckeninhaltes anzustellen sind. (Tabelle 5 und Abb. 9.) Es sei ein Niederschlagsgebiet von etwa 8 qkm Grösse auf seine Abfluss- und Regenmengen beobachtet und es mögen sich dabei die in Spalte 1 angegebenen monatlichen Abflussmengen (entsprechend einer jährlichen Abflusshöhe von 60 % der jährlichen Niederschlagshöhe) ergeben haben.

Es sei zunächst nur die einfache Forderung gestellt, dass das Becken einen vollständigen Ausgleich des Gesammtabflusses von 4 800 000 cbm bewirken, also regelmässig monatlich

$$\frac{4\,800\,000}{12} = 400\,000 \text{ cbm}$$

trotz des wechselnden Zuflusses abgeben soll.

Tabelle 5.

	1 Ab-fluss-menge Tsd. cbm	2 Ueber-schuss Tsd. cbm	3 Fehl-betrag Tsd. cbm	4 Beckeninhalt am Ende des Monats wenn Ausgleich erfolgt.	5 Er-mittel-ter Bedarf Tsd. cbm	6 Inhalt am Ende d. Monats bei Entnahme nach Bedarf Tsd. cbm	7 Desgl bei Vertheilung des Ueberschusses von 750 Tsd. cbm
Oktober	300		100	X — 100 = X + 20	150	150	87,5
November	500	100		(X — 100) + 200 = X	150	500	375
December	420	20		(X)+ 20 = X + 20	150	770	582,5
Januar	180		220	(X + 20) — 220 = X — 200	100	850	600
Februar	640	240		(X — 200) + 240 = X + 40	150	1340	1027,5
März	950	550		(X + 40) + 550 = X + 590	200	2090	1715
April	320		80	(X + 590) — 80 = X + 510	300	2110	1662,5
Mai	200		200	(X + 510) — 200 = X + 310	500	1810	1310
Juni	150		250	(X + 310) — 250 = X + 60	650	1310	747,5
Juli	380		20	(X + 60) — 20 = X + 40	600	1090	465
August	600	200		(X + 40) + 200 = X + 240	700	990	302,5
September	160		240	(X + 240) — 240 = X	400	750	0
Im Jahre	4800	1110	1110		4050		4800
Im Monat	400						

In Spalte 2 ist angegeben, wie viel in jedem Monat über diese Menge hinaus zufliesst, in Spalte 3 wie viel daran fehlt. Dasselbe erhellt aus der zeichnerischen Darstellung (Abb. 9), in welcher die Lücken unter der Ausgleichslinie von 400 Tausend cbm den Mangel, die überragenden Flächen den Ueberschuss angeben.

Monatliche Regen- und Abflussmengen in Tausend cbm.
(Massstab: 1 mm = 13 333 cbm.)

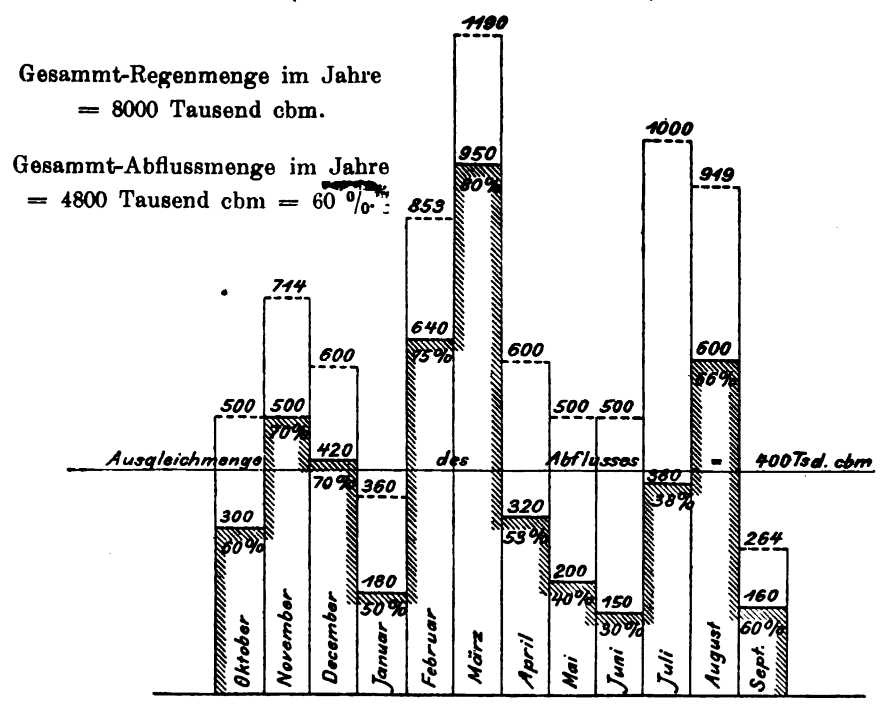


Abb. 9.

Der Beckeninhalt am 1. Oktober sei mit X bezeichnet, die Mengen in Tausend cbm ausgedrückt. Der Fehlbetrag Ende Oktober ist 100, der Beckeninhalt am Ende des Monats X — 100. Der Ueberschuss im November ist 100, der Beckeninhalt am Ende des Monats (X — 100) + 100 = X. Der Ueberschuss im December ist 20, der Beckeninhalt am Ende des Monats X + 20. Der Fehlbetrag im Januar 220, der Beckeninhalt am Ende des Monats (X + 20) — 220 = X — 200 u. s. w.

Aus der Tabelle geht hervor, dass der Beckeninhalt X = 200 Tausend cbm sein muss, um den Fehlbetrag des Januar zu decken; andererseits muss auch der grösste Ueberschuss des Monats März — 590 Tausend cbm — noch im Becken Platz haben, so dass ein Gesammtinhalt von 200 + 590 = 790 Tausend cbm nöthig sein würde.

Der erforderliche Beckeninhalt wächst bei gleichen Gesammt-Abflussmengen (Spalte 1) ganz ausserordentlich, wenn in den einzelnen Monaten ungleichmässige Anforderungen an das Becken gestellt werden, wie solche in Spalte 5 aufgeführt sind.

Sie mögen den monatlichen Wasserbedarf für eine Stadt, nebenbei noch den Bedarf für landwirthschaftliche, Spülzwecke und dergl., auch die Verluste durch Verdunstung und Versickerung enthalten. Der Beckeninhalt am 1. Oktober sei = 0. Es lassen sich die Inhalte am Ende der einzelnen Monate aus den Abflussmengen Spalte 1 und dem Bedarf Spalte 5, wie in Spalte 6 angegeben, berechnen.

Ende September sind noch 750 Tausend cbm im Becken, wenn es gross genug ist, um die grösste im April zu erwartende Menge von 2110 Tausend cbm zu fassen. Dem Jahresbedürfniss würde aber schon genügt, wenn 2110 — 750 = 1360 Tausend cbm Platz hätten.

Es würden dann schon im März 2090 — 1360 = 730 Tausend cbm, im April noch + 320 — 300 = 20 Tausend cbm überlaufen und Ende September das Becken geleert sein.

Sollen auch die überfliessenden 730 + 20 = 750 Tausend cbm noch verwerthet und etwa gleichmässig über die einzelnen Monate vertheilt werden, so kommt auf den Monat eine Mehrabgabe von

$$\frac{750}{12} = 62{,}5 \text{ Tausend cbm}$$

und es ergeben sich am Ende jeden Monats die in Spalte 7 ausgerechneten Werthe, wonach das Becken 1715 Tausend cbm fassen muss.*)

Wie bemerkt, ist es schon schwierig das Bedürfniss auf längere Zeit hinaus zu bestimmen, (die in Spalte 5 aufgeführten Zahlen entsprechen einigermassen thatsächlichen Verhältnissen), so sind noch weniger alle Möglichkeiten der Abflussvertheilung vorauszusehen. Jede andere Combination der Abfluss- und Bedürfnissmengen ergiebt andere Beckengrössen, selbst wenn die Jahressummen dieselben bleiben. Nun schwanken aber namentlich die Abflussmengen in den einzelnen Monaten verschiedener Jahre ganz erheblich.

Für das Beverthal von 22 qkm Niederschlagsgebiet sind in einer Intzeschen Brochüre „Die Wasserverhältnisse der Wupper" als Abflussmengen angegeben im August 1889 2 200 000 cbm, im August 1892 160 000 cbm, so ist also im Jahre 1892 in derselben Zeit nur etwa der 14. Theil, wie im Jahre 1889 abgeflossen. (Siehe auch die in Tabelle 6 zusammengestellten Abflussmengen der einzelnen Monate.)

*) Eine solche glatte Auftheilung ist nur theoretisch möglich. Im Betriebe ist ein erheblicher Vorrath im Becken zu halten. Man kann sich nicht in Erwartung der kommenden Niederschläge gänzlich verausgaben, denn bleiben diese aus, so sitzt man auf dem Trockuen, während andererseits vielleicht reichliche Niederschläge ein nahezu gefülltes Becken vorfinden und verloren gehen.

Tabelle 6.

Monatliche Abflussmengen aus dem Beverthal (Niederschlagsgebiet 22 qkm in Tausend cbm.

in den Jahren	Jan.	Febr.	März	April	Mai	Juni	Juli	Aug.	Sept.	Okt.	Nov.	Dez.	in Summa
1889	580	1860	2950	1060	420	610	1540	2200	1310	1050	1100	2880	17560
1890	3200	900	1200	1070	1070	540	1470	1340	670	1340	4200	2600	19600
1892	3200	3200	800	750	860	430	190	160	480	1070	1070	2950	15160

Weniger verschieden sind die Jahresmengen, da innerhalb dieses Zeitraumes schon ein Ausgleich stattgefunden hat. Dennoch betrugen sie beispielsweise ausweislich der Tabelle 4 für das 213,4 qkm grosse Niederschlagsgebiet der Wupper bis Dahlhausen im Jahresmittel 1882 9,88 cbm/Sek., 1887 und 96 4,2 cbm/Sek. In den letzten beiden Jahren floss also nur $\frac{1}{2,35}$ der im Jahre 1882 beobachteten Gesammtmenge ab.

Erlaubt es daher die wirthschaftliche Lage des Unternehmens und die Gestaltung des für das Staubecken in Aussicht genommenen Thales, so ist der Beckeninhalt im Verhältniss zum Bedarf nicht zu klein zu nehmen.

Für das Verhältniss zum Niederschlagsgebiet diene die Tabelle 7 im Anhang als Anhalt. Im Wuppergebiet wurde für den Ausgleich der Jahresabflussmengen auf je 4—7 qkm Niederschlagsgebiet ∾ 1 Million cbm Beckeninhalt und auf eine 2—3malige Füllung des Beckens im Jahr gerechnet.

Im Centralbl. d. Bauverw. 1898 S. 390 ist ein einfaches zeichnerisches Verfahren angegeben, um sich ein Bild über die Grösse des Beckeninhalts zu verschaffen. (Abb. 10 und 11). Man trägt auf der Abscissenaxe die Zeiteinheiten (Tage, Monate) als gleiche Theile ab. Am Ende jeder Abscisse werden die Summe des Zuflusses bis zu dem betreffenden Zeitabschnitt, sowie die Summe des Verbrauchs bis dahin als Ordinaten abgetragen. Die Unterschiede der Ordinaten der so entstehenden beiden Kurven geben in jedem Zeitpunkt die Grösse des überschüssigen Wasservorraths an. Die Unterschiede von einer Waagrechten abgetragen, ergeben ihrerseits eine neue Kurve. Aus beiden Figuren lassen sich Schlüsse auf den erforderlichen Beckeninhalt und den Betrieb des Weihers ziehen.

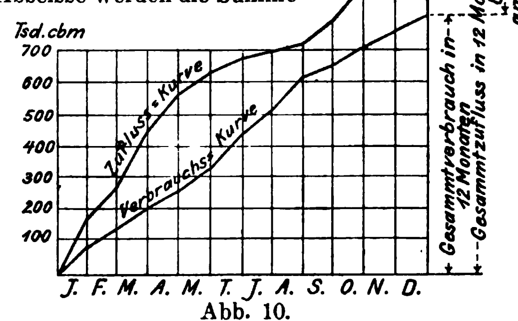


Abb. 10.

Die Voraussetzung, dass die in der Zeiteinheit zufliessenden (dem Becken zufliessend, aus dem Niederschlagsgebiet abfliessend) und abzugebenden Wassermengen bekannt sind, trifft leider selten zu.

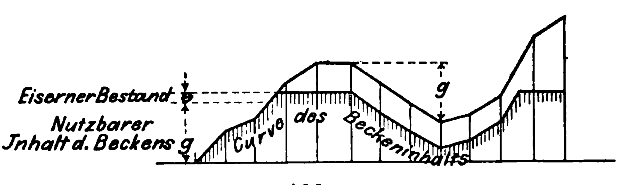


Abb. 11.

e) Fassungsvermögen mit Rücksicht auf die topographische Beschaffenheit des abzusperrenden Thales.

Auf der Suche nach einem hinreichend ergiebigen Niederschlagsgebiet wird man sein Augenmerk gleichzeitig auch auf die Stellen der Thäler zu richten haben, welche für die Anlage der Staumauer und des Beckens am geeignetsten sind. Die Sparsamkeit sowohl als die Vorsicht weisen darauf hin, die Verengungen des Thales zu prüfen, weil dort nicht nur ein geringerer Aufwand an Erdaushub, schwieriger Gründung und kostspieligem Mauerwerk, sondern auch ein wirksames Widerlager an den Thalhängen zu erwarten ist.

Wasserseitig der Mauer ist eine Verbreiterung des Thales erwünscht, damit der Theil des Beckens, dessen Tiefe am grössten, auch am geräumigsten wird. Es ist Werth darauf zu legen, dass die überstaute Fläche im Verhältniss zum Inhalt klein sei.

Ein flacher, seichter Weiher erfordert einen unverhältnissmässigen Theil des Anlagekapitals für den Grunderwerb, erstens wegen der Grösse der Fläche an sich und zweitens weil der Bodenwerth solcher Thäler ein hoher zu sein pflegt.

Die Qualität des Wassers leidet durch Temperatureinflüsse, Verkrautung und Versumpfung des Ufergürtels, die Verdunstungsverluste wachsen. Umgekehrt werden steile Hänge wenig Werth und die angeführten ungünstigen Eigenschaften der flachen Ufer in vermindertem Grade besitzen. Eine Vermehrung der Beckentiefe wird eine nur unbedeutende Vermehrung der Wasserspiegelfläche zur Folge haben.

Was die Thalsohle betrifft, so ist eine solche mit geringer Steigung — Crugnola hält 10 pCt. noch für einen günstigen Werth — welche am bergseitigen Ende des Sees rasch zunimmt, aus denselben Gründen vortheilhaft. Eine sehr günstige Gelegenheit für die Anlage eines Stauweihers bietet sich oft unterhalb der Vereinigung zweier Thäler zu einem einzigen. Die in letzterem errichtete Sperre staut das Wasser in beide Thäler hinein. (Füelbeke Beversperre u. a.)

Der Beckeninhalt bestimmt sich ähnlich wie die Niederschlagsgebiete, aus topographischen Karten. In Ermangelung solcher sind an charakteristischen Punkten des Thales (namentlich auch an der Baustelle des Abschlusswerks) Profile aufzunehmen und danach die Höhenlinien einzutragen. Die von denselben eingeschlossenen Flächen sind zu berechnen (planimetriren) und das Mittel aus 2 benachbarten mit dem zugehörigen Abstand (1—5 m) zu multipliciren. (Abb. 12).

Die Inhalte der einzelnen Schichten werden von der Thalsohle aus beginnend addirt bis der erforderliche Beckeninhalt von der Summe erreicht wird.

$$J = \frac{F_1 h_1}{2} + \frac{(F_1 + F_2)}{2} h_2 + \frac{(F_2 + F_3)}{2} h_3 + \dots$$

Die Oberfläche der letzten Schicht ist gleich der Oberfläche des Beckens bei höchstem Stau und für die Berechnung der Verdunstung, überschläglich auch des Grunderwerbs, wichtig.

Aus der Addition der *h* folgt die Stauhöhe, welche für die Mauerhöhe massgebend ist.

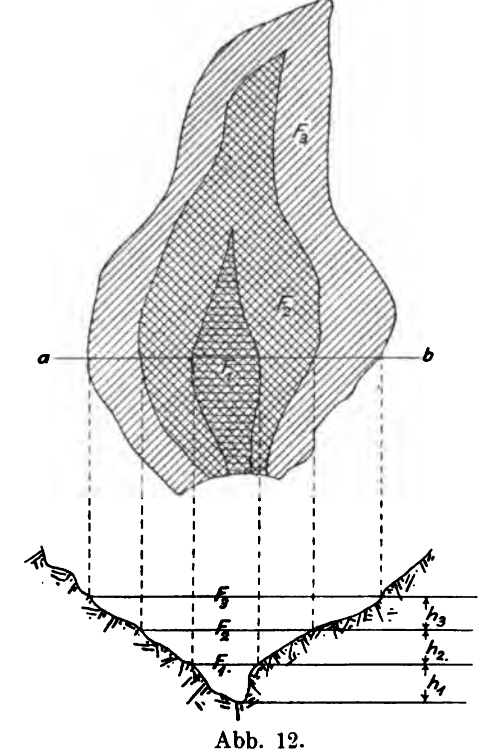


Abb. 12.

Als Beispiel für das Verhältniss von Wassertiefen (an der Mauer gemessen) zum Beckeninhalt, diene die Tabelle, welche Professor Harlacher für das böse Loch in Komotau ausgerechnet hat. Sie ist zweckmässig noch durch den jeder Wassertiefe entsprechenden Mauerinhalt und Beckenoberfläche bei neuen Entwürfen zu ergänzen, allenfalls zeichnerisch darzustellen.

Tabelle 8.

Wassertiefe m	Zunahme m	Inhalt Tsd. cbm	Zunahme cbm	Mauerinhalt, Beckenoberfläche
10		5		
	5		11	
15		16		
	5		344	
20		360		
	2		130	
22		490		
	2		130	
24		620		
	2		110	
26		730		
	2		150	
28		880		
	2		190	
30		1070		
	2		190	
32		1260		
	2		210	
34		1470		
	1		110	
35		1580		

Der Inhalt der Mauer berechnet sich in derselben Weise, wie der Beckeninhalt, nachdem das Mauerprofil und die Lage des Felsens unter Erdoberfläche einigermassen feststeht. (Abb. 13).

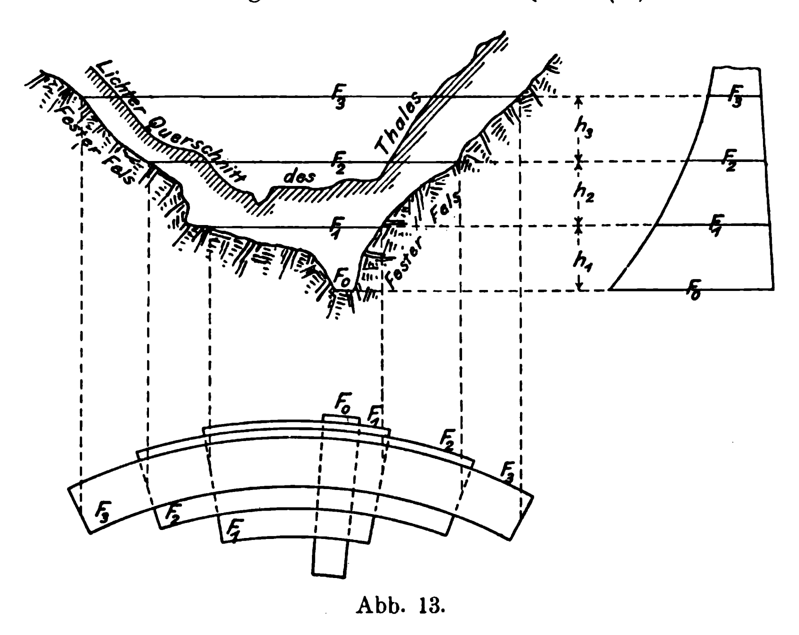


Abb. 13.

f) Erforderliche Eigenschaften des abzusperrenden Thales in geognostischer Beziehung.

Der Erfolg einer Thalsperre hängt in mehr als einer Beziehung von der geognostischen Beschaffenheit des Staubeckens ab.

Thalsohle und Hänge müssen wasserundurchlässig sein oder wenigstens Spalten, Klüfte und Hohlräume, durch welche das Beckenwasser verloren geht, nicht so häufig und unerkennbar, dass ihre Beseitigung oder Ausmauerung nicht möglich ist. So weiss man z. B. von den Vorbergen der Vogesen, dass ihre Thäler sich zur Absperrung nicht eignen, weil die Lias-, Jura-, Tertiär-, Buntsandstein-, Muschelkalkschichten derselben so verworfen und klüftig sind, dass die von den steilen Hauptbergen kommenden Abflussmengen erst in der Rheinebene wieder zu Tage treten. Günstig für die Dichtung wirkt eine das Thal bedeckende, thonige Verwitterungsschicht, welche nach Crugnola schon bei 1,5 m Stärke für den grössten vorkommenden Wasserdruck undurchdringlich ist. Auch auf die unfehlbar im Stauweiher entstehende Schlammbildung kann man für die allmählige Dichtung einigermassen rechnen.

Andererseits ist eine sehr tief gehende Verwitterungsschicht und Schlamm- und Geschiebeführung kein günstiges Zeichen für die Wetterbeständigkeit des Gesteins und einen ungestörten Betrieb des Stauweihers. Die Thalsperren unterscheiden sich darin von jedem anderen Bauwerk, dass neben der Tragfähigkeit und gänzlichen Unbeweglichkeit der Gründungssohle, die Wasserundurchlässigkeit in und unterhalb der Verbindungsstelle mit dem Abschlusswerk, ein unbedingtes Erforderniss ist.

Es ist daher unerlässlich, die Mauer bis in den festen, geschlossenen Felsen hinabzuführen, Gerölle, Kies, Sand, Thonbänke und dergleichen zu durchschneiden.

Massengesteine, Granite, Porphyre, Trachite, Serpentine, Basalte und ähnliche gewähren, obgleich sie häufig Spaltenbildungen aufweisen, die grössere Sicherheit, weil sie gegen jede Art der Zerstörung aussergewöhnlich widerstandsfähig sind. Selbst wenn es nicht gelingen sollte, die Spalten zu schliessen, so verursachen die Wasserverluste nicht auch gleichzeitig eine fortschreitende Zerstörung.

Geschichtete Gesteinsarten*) dagegen können zu verschiedenen für die Standfähigkeit der Mauer verhängnissvollen Erscheinungen Veranlassung geben. Im geschlossenen Zustande und namentlich in dickeren Bänken besitzen auch sie eine grosse Widerstandsfähigkeit. Aber sie wechsellagern oft mit dünnschiefrigen, ungleichartigen

*) Wenn a_1 (Abb. 14) die in der Schichtebene liegende Wagrechte ist und a_2 ihre Projektion im Grundriss, so wird das Streichen der Schicht durch den Winkel α_0 ausgedrückt, welchen a_2 mit der Nordrichtung einschliesst und die Drehrichtung mit der Himmelsgegend bezeichnet, hier also $N\,\alpha_0^\circ\,W$. Wäre b_2 die Grundrissprojektion von a_1, so würde zu schreiben sein $N\,\beta_0^\circ\,O$. Die Deklination der Magnetnadel beträgt für Deutschland gegenwärtig rund 11° nach Westen. Bei Beobachtung nach dem Compass ist die Deklination zu berücksichtigen Sind α_1° bezw. β_1° die beobachteten Winkel, so ist $\alpha_0 = \alpha_1^\circ + 11^\circ$, $\beta_0 = \beta_1^\circ - 11^\circ$.

Zur Bestimmung des Einfalles achte man darauf, nach welcher Seite (Himmelsrichtung) der Streichlinie die Schicht in die Erde schiesst und unter welchem Winkel mit der Grundrissebene.

Schichten, welche Durchsickerungen gestatten. Letztere sind hauptsächlich dann zu befürchten, wenn bei steilem Einfallen, die Schichtungsrichtung gleich oder wenig abweichend zu der Längsrichtung des Thales verläuft. Die eisenhaltigen, thonigen, kalkigen Bindemittel werden nach und nach von dem weichen unter Druck stehenden Wasser gelöst und in unmessbaren Mengen hinweggeführt. Die gelockerten Schichten drücken sich unter der Mauer zusammen, es entstehen Risse in derselben, welche zu erneutem Angriff und weitergehender Zerstörung führen. Auch grössere mit Gerölle, Thon, Bitumen u. s. w. gefüllte Klüfte, Gyps, Kalk, Erzeinlagerungen wirken in diesem Sinne. Als Beispiele der verderblichen Wirkung von thonhaltigen Felsen sind Grosbois, Cheliff, Bouzey und andere zu nennen, wo ein Gleiten auf der Gründungsfläche eingetreten ist. (Siehe Theil II.)

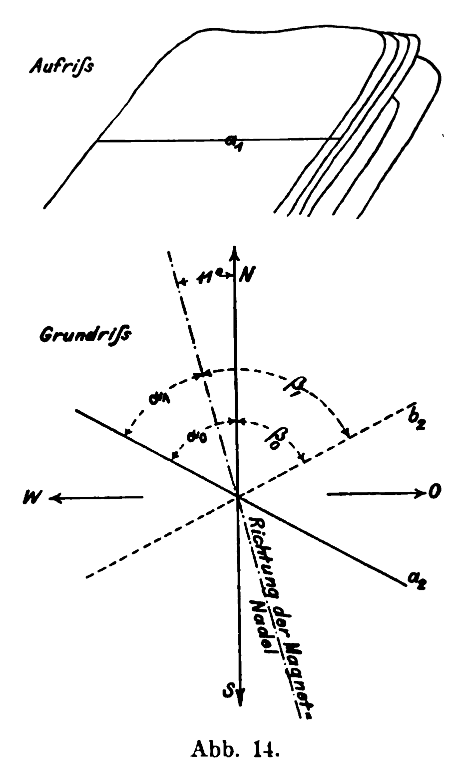


Abb. 14.

Die falsche oder transversale Schieferung besteht darin, dass das schiefrige Gefüge und die damit verbundene Spaltbarkeit nicht der Schichtung gleich läuft, sondern dieselbe unter einem grösseren oder kleineren Winkel schneidet.

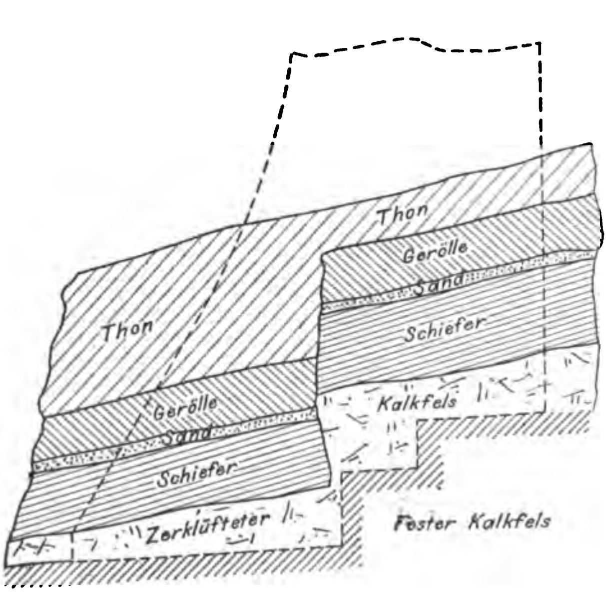


Abb. 15.

Die Schichtung ist oft nur an einem, derselben stets entsprechenden Wechsel der Gesteinsmaterialien oder verschiedenartiger Farbe zu erkennen.

Je mehr sich das Streichen der Schichten der Längserstreckung der Mauer anschliesst und je steiler der Einfallwinkel, um so mehr wird Aussicht vorhanden sein, dass die Gesteinsfugen durch die Mauer gedeckt werden und dass letztere auf einer gleichartigen Unterlage ruht.

Bei Verwerfungen innerhalb der Schicht ist dem tieferliegenden Theile nachzugehen, um den letzteren Zweck zu erreichen. (Abb. 15). Grosser Werth ist bei der Gileppe auf diese Umstände gelegt, auch Crugnola und andere weisen darauf hin.

Die sorgfältige Entfernung der oberen Schichten des Gesteins, soweit dieselben verwittert, zerklüftet, morsch und ausgewaschen, ist eine mühevolle, kostspielige, aber äusserst wichtige Arbeit.

Bei empfindlichen Gesteinen muss dieselbe sehr rasch ausgeführt und durch das schützende Mauerwerk schleunigst der Wechsel von Trockenheit und Nässe, Hitze und Kälte hintenangehalten werden.

Die Aufmerksamkeit darf sich nicht auf die Beschaffenheit der Thalsohle beschränken, sondern muss sich auch auf die Hänge richten, wie dies die Beispiele von Hamiz, Th. II, Abb. 28, Habra, Th. II, Abb. 84—94, Grand Cheurfas, Th. II, Abb. 96, (Algier) und Val de Infierno, Abb. 16, (Spanien) lehren. Bei den algerischen Thalsperren entstanden in Folge der Durchlässigkeit und Unsicherheit der Widerlager schwere Katastrophen, die grossartig angelegte spanische Sperrmauer konnte nicht bis zur geplanten Höhe vollendet werden.

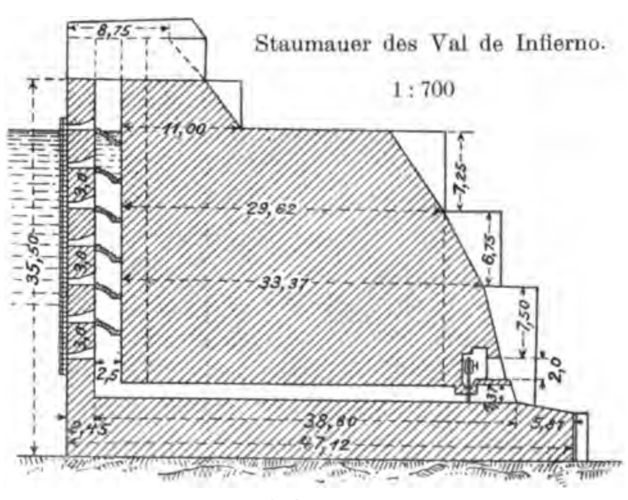


Abb. 16.

Bei der Abgelegenheit und grossen Höhenlage der Staumauern und dem nach vielen Tausenden von cbm zählenden Rauminhalt an Mauerwerk, den sie erfordern, ist das Vorhandensein von Steinmaterial in der Nähe, für den Bau eine unerlässliche Bedingung.

Die Sperrmauern werden beinahe ausnahmslos aus natürlichem Gestein — Bruchstein oder Cyclopenmauerwerk — erbaut, Kunststeine oder Werksteine nur sparsam verwendet.

Die geognostischen Untersuchungen müssen sich also auch darauf erstrecken, ob Bausteine in hinreichender Menge und günstiger Lage zur Sperrmauer vorhanden sind, ob ihre Wetterbeständigkeit und ihr specifisches Gewicht den zu stellenden Anforderungen genügt und schliesslich, ob ihre Gewinnung nicht in Folge ausserordentlicher Härte, Ueberlagerung durch unbrauchbare Massen, grossen mitzugewinnenden Abraum's, Verunreinigung, Inkustirung u. dergl. ohne unverhältnissmässige Kosten möglich ist. Von weniger ausschlaggebender Bedeutung ist die Gewinnung des Mauersandes an Ort und Stelle. Man hat denselben für zahlreiche Thalsperren, aus den Steinbruchabfällen künst-

lich in Steinbrechern hergestellt oder die Qualität minderwerthigen Sandes durch Waschen, Sieben und dergl. verbessert. Auf diese Weise sind in Bezug auf Güte und Kosten sehr günstige Ergebnisse erzielt worden.

Dass auch der hydraulische Mörtel auf der Baustelle gewonnen wird, dürfte zu den Ausnahmen gehören.

Wo dies der Fall war, ist wohl nur aus der Noth eine Tugend gemacht worden, wenigstens sind die Ansichten über die Güte dieses Mörtels (Tansa-Sperre, Habra-Sperre) getheilte.

g) Die Umgebung des Beckens.

Immerhin nimmt der Mörtel etwa $^1/_3$ des Rauminhaltes der Mauer ein und seine Eigenschaften sind maassgebend für den Bestand der Mauer. Daher sind wenigstens die Entfernungen zuverlässiger Bezugsquellen und die Schwierigkeiten der Zufuhr nach der Baustelle wohl in Erwägung zu ziehen. Auch die übrigen Baumaterialien: Rüsthölzer, Bretter, Maschinen, Werkzeuge, Kohlen, Sprengpulver und so weiter müssen herangeschafft werden.

Nach dem Umfang und der Dauer dieser Transporte wird es sich richten, ob vorhandene Verkehrswege zu benutzen, ob neue anzulegen sind, ob Fuhrwerk, Spur- oder Drathseilbahn den Kostenanschlag des Stauweihers belasten wird.

In wirthschaftlicher Hinsicht kommt ferner der Grunderwerb; die Entschädigung der Oberlieger, wegen des Rückstaus, der Unterlieger für Entziehung des Wassers, der Grundbesitzer, welche von ihrem Eigenthum abgeschnitten werden; die Neuherstellung unterbrochener Verkehrsverbindungen in Betracht.

Die Reinheit des Wassers, die Verminderung der Verdunstung und der allzu raschen und ungleichmässigen Speisung des Beckens werden durch waldige Niederschlagsgebiete begünstigt. Man bringt daher oft grosse Opfer um vorhandenen Waldbestand für die Zukunft zu sichern oder neue Aufforstungen ins Leben zu rufen.

Es ist bei Trinkwasserversorgung erforderlich gegen Entschädigung die Zeit und Art der Düngung (fester Dünger) zu vereinbaren, bestimmte Kulturen auszuschliessen, gemauerte, dichte Gruben und Abwässerungsleitungen innerhalb des Niederschlagsgebiets herzustellen oder solche zu verlegen. Wo das nicht angeht, bleibt nichts anderes übrig, als die Möglichkeit der Verseuchung des Wassers durch Menschen oder Thiere durch Ankauf der Umgebung auszuschliessen.

Ein Meister des Bau's der Thalsperren, der Inspecteur général des ponts et chaussées Guillemain empfiehlt in seinen „Rivières et canaux“ 1885, dieselben nicht oberhalb bewohnter Gegenden anzulegen, damit im Falle eines Bruchs das Unglück nicht zu gross sei.

Unterwerfen wir nun noch den Bauplatz der Mauer einer genauen Untersuchung auf die Abführung des Gewässers während der Bauzeit, die Vertheilung der Betriebseinrichtungen, die Lagerplätze

für Erdaushub, Steinbruchabfall und Baumaterialien, die Unterbringung und Versorgung der Arbeiter, die spätere Anlage von Filtern und Kraftgewinnungsanlagen unterhalb der Mauer, so haben wir wohl im Vorstehenden alle Gesichtspunkte, welche für die Auswahl des abzusperrenden Gebietes und Thales unter gewöhnlichen Verhältnissen in Betracht kommen beachtet. Es seien aber noch einige Möglichkeiten, welche bei ausgeführten Bauten zur glücklichen Ueberwindung von Schwierigkeiten führten, erwähnt.

h) Erhöhung des Wasservorrath's.

Oft besitzt ein Thal, welches allen übrigen Anforderungen für einen Stauweiher entspricht, ein ungenügendes Niederschlagsgebiet. Es bietet sich dann der Ausweg den Ueberfluss eines benachbarten Wasserlaufs durch den Einbau von Wehren und künstliche Zuleitung heranzuziehen. Der äusserste Fall würde der sein, dass z. B. wie in Bouzey und Frahier, die Hochwasser eines Stromes in einem Becken ohne eigenes Niederschlagsgebiet aufgespeichert werden. Dies setzt natürlich voraus, dass die Hangkanäle, Stollen oder sonstigen Leitungen mit genügendem Gefälle und ohne zu grosse Kosten herangeführt werden können.*) Ihre Anlage kann allenfalls verschoben und als Reserve für den steigenden Bedarf vorbehalten werden.

Ein anderes Mittel, um sich dem Anlagekapital anzupassen und die zukünftige Leistungsfähigkeit des Beckens zu sichern ist bei reichlichem Niederschlagsgebiet durch eine nachträgliche Erhöhung des Staus geboten. Doch ist die Mauerstärke von vorneherein für die grösste Stauhöhe zu bemessen, weil eine nachträgliche Verstärkung nicht ungefährlich ist.

i) Ein oder mehrere Becken.

Erst in letzter Linie wird man sich entschliessen, für die Erweiterung oder schon bei der Neuanlage 2 oder mehrere Stauweiher zu schaffen. Eine Sperrmauer ist ein sehr kostspieliger Bau, aber ein nicht unbedeutender Theil der Kosten ist unabhängig von dem Inhalte des aufgespeicherten Wassers und dazu gehören die Aufwendungen für den Entwurf, die Vermessung, die Entschädigungen, die Wasserableitung, den Aushub, die Gründung, Materialtransport, Einrichtung und Beaufsichtigung des Baues, ferner im Betriebe, die Entnahme, Leitung, Ueberfälle, Beaufsichtigung, Unterhaltung u. s. w.

Diese wiederholen sich bei mehreren Becken, ohne dass die Zunahme des nutzbaren Inhalts damit gleichen Schritt hielte. Eine Erhöhung des Wasserspiegels im bösen Loch (siehe Tabelle No. 8 S. 28) von 34 auf 35 m bringt eine Erhöhung des Inhalts um 110 Tsd. cbm. Unzweifelhaft wird in einem grossen, tiefen Thalbecken die gleiche Wassermenge meist billiger aufzuspeichern sein als in mehreren kleinen, flachen. Mit Unrecht misst man einem solchen eine grössere Gefährlichkeit bei.

*) Siehe z. B. Tolkmitt, Grundlagen der Wasserbaukunst. S. 290.

Die Wahrscheinlichkeit und die Folgen eines Bruchs werden durch eine etwas geringere Stauhöhe kaum verkleinert. Jede neue Thalsperre ist, wenn man so will, eine neue Gefahr, wenn sie unabhängig liegt. Steht sie mit anderen in Verbindung, so zieht der Bruch der oberen den der unteren nach sich. Trotzdem können wirthschaftliche Gründe, eine möglichst intensive Ausnutzung des Gefälles für Kraftgewinnung oder Versorgung eines weiten Kreises hochliegender Interessenten, Mangel an geeigneten Thälern, für die Anlage mehrerer Stauweiher sprechen.

3. Aufbringung und Vertheilung der Kosten.

a) Allgemeines.

Die Baukosten einer Thalsperre sind nach sorgfältigen Vorarbeiten mit derselben Genauigkeit zu veranschlagen, wie für jedes andere Bauwerk. Die Unterhaltungs- und Betriebskosten sind gering.

Dagegen trifft die Lösung der Frage einer gerechten Vertheilung der Kosten oft auf unüberwindliche Schwierigkeiten. Sie erledigt sich von selbst, wenn ein grösser Einzelunternehmer, eine Aktiengesellschaft, ein kommunaler Verband, der Staat das Risiko trägt und das Wasser nach Menge und Zeit, nach Grösse der zu bewässernden Fläche oder ihres Grundsteuerreinertrages oder in Bruchtheilen der aufgespeicherten Gesammtmenge oder unter sonstigen willkürlichen Bedingungen in eigener Leitung abgiebt.

Sie gestaltet sich auch noch verhältnissmässig einfach, wenn als Leitung zwar das Bachbett benutzt wird, die Interessenten aber, welche die Anlage errichten, unter sich einig sind und eine gleichartige Verwendung die Abschätzung des Beitrags erleichtert.

So z. B. bezahlen die Triebwerkbesitzer, welche die Heilenbeke zur Abhülfe ihres Wassermangels errichtet haben, jeder den gleichen Betrag von 180 M. jährlich. Derselbe ist deshalb so gering, weil der Wasservorrath des Stauweihers hinreicht, die Stadt Gevelsberg gegen Entschädigung mit Trinkwasser zu versorgen. (Es kann ausser einer Verzinsung des Anlagekapitals von $3^5/_8$ %, in welcher auch die Betriebskosten enthalten sind, noch eine Abschreibung, von $^7/_8$ % vorgenommen werden.)

Die Triebwerke haben alle annähernd das gleiche Gefälle und der Bachlauf ist so kurz, dass die Verzögerung des Arbeitsbeginns in Folge der Fliesszeit des abgelassenen Wassers, selbst für das entfernteste Werk unerheblich ist.

In ähnlicher Lage befindet sich die Füelbeke. Dieselbe versorgt die Stadt Altena i. W. mit Trinkwasser und die unterhalb liegenden Drahtziehereien mit Triebwasser. Für letztere liefert der Werth der in Jahresfrist erzeugten Waare die Unterlage für die Bemessung der Beiträge.

Je länger indessen der Bach oder Flusslauf, je verwickelter die Bestimmung der bisherigen Wasserführung und des Einflusses des Zuschusses, je verschiedenartiger die Verwendungsart und das Interesse an Zeit und Menge der Lieferung des Wassers, desto schwieriger ist es, den einzigen gerechten Massstab für die Vertheilung der Kosten: den Nutzen des einzelnen Interessenten zu bestimmen.

Auf einer falschen Vorstellung wird die Annahme beruhen, dass ein sich gleich bleibender Zuschuss zu einem Wasserlauf eine Erhöhung der sekundlichen Wassermenge um dieses Maass an jeder beliebigen Stelle ergäbe. Das zugeführte Wasser wird sich auf die Länge selbst eines regelmässigen Laufs ganz verschieden vertheilen. Die Vertheilung wird sich nach den Widerständen des Bachbettes, nach dem Verhältniss des Zuschusses zur vorhandenen ewig wechselnden eigenen Wasserführung, nach der Geschwindigkeit der Gesammtmenge, die wieder von deren Grösse abhängig ist, nach dem veränderlichen Zuschuss der Nebenflüsse und tausend anderen Umständen richten.

Die Verdunstungs- und Versickerungsverluste schwanken ebenfalls innerhalb weiter Grenzen.

Ferner braucht das Wasser Zeit, um an seinen Bestimmungsort zu gelangen.

Nimmt man eine durchschnittliche Geschwindigkeit von 30 m in der Minute an, ein Mass, welches bei einer, durch den Einbau zahlreicher Stauwerke, verlangsamten Fliessgeschwindigkeit, hoch gegriffen erscheint, so legt das Wasser in 24 Stunden

$$24 \cdot 60 \cdot 30 = 43\,200 \text{ m} =$$

rund 43 km zurück.

Schon bei einer kürzeren Entfernung kann der viele Stunden vorher vom Sammelweiher gegebene Zuschuss, durch einen inzwischen unterhalb gefallenen Regen überflüssig geworden sein.

Sind dies einzelne Schwierigkeiten der Abgabe, so kommt es nun darauf an, wie sich der Empfänger zu der an ihm vorüberfliessenden und von ihm bezahlten Lieferung verhält, ob er in der Lage ist sie auszunutzen. Sie kann ihm einmal von unschätzbarem Werth, das andere Mal gleichgültig oder sogar recht unbequem sein.

Nimmt man aber einen Nutzen an, wie will man denjenigen eines Triebwerksbesitzers, einer Fischerei, einer chemischen Wäscherei, eines Landwirths u. s. w. zu einander in Vergleich setzen?

Das Vorstehende erklärt zur Genüge, warum aus Interessentenkreisen heraus Sammelweiher-Anlagen dieser Art, so freudig ihr allgemeiner Nutzen anerkannt wird, bis jetzt selten unternommen sind.

Um so anerkennenswerther ist der Gemeinsinn, welcher die Mehrheit der Interessenten an der Wupper dazu veranlasste.

Allerdings war auch hier das Unternehmen ohne einen gesetzlichen Zwang nicht durchführbar.

Das Gesetz, welches die Errichtung und Benutzung von Sammelbecken für gewerbliche Zwecke im Gebiet der Wupper ermöglichte, (siehe Anhang) schliesst sich an dasjenige vom 1. April 1879 über die Bildung von Wassergenossenschaften an und schreibt vor, dass an Stelle der Fläche und des Katastralreinertrags der Grundstücke, der für die einzelnen gewerblichen Anlagen ermittelte Vortheil der Stimmberechtigung und der Vertheilung der Beiträge zu Grunde zu legen sei.*) Die Ermittelung des Vortheils war also schon für den Voranschlag

*) Der Geltungsbereich des Gesetzes ist später auf das Gebiet der Lenne und ihrer Nebenflüsse ausgedehnt worden.

nöthig und es ist nicht uninteressant zu erfahren, wie man dieser Forderung gerecht zu werden versuchte.

b) Die Kostenvertheilung bei den Wupperthalsperren.*)

α) Allgemeine Verhältnisse.

Die Wupper bildet in ihrem vielfach mäandrisch gekrümmten Lauf ungefähr die Umrisse einer menschlichen Büste, deren Scheitel nach Norden, deren gesenktes Profil nach Westen gekehrt ist.

Die Längenentwickelung vom Brucher Thal (rund 4 km von der Quelle) bis zur Rheinmündung beträgt 114 km, die Höhen dieser beiden Punkte + 354 bezw. + 34 NN., das Gefälle daher 320 m. In den Drittelspunkten des Gefälles liegt, 24 km unterhalb der Brucher Sperre, Hückeswagen und die Bevermündung; 65 km unterhalb, Elberfeld.

Das ganze Wuppergebiet besteht bis zum Rande der Rheinebene aus den undurchlässigen Schichten des Mitteldevons, dem Lenneschiefer, mit Ausnahme eines kleinen Streifens des Elberfelder Kalksteins.

Dieses sogenannte „Bergische Land" trägt seinen Namen mit Recht, die Einwohner bezeichnen es charakteristisch als eine „bucklige Gegend" — unbedeutende, aber steile Erhebungen von regellos eingeschnittenen Thälern unterbrochen.

Der Waldbestand ist in Folge der zersplitterten Eigenthumsverhältnisse ein kümmerlicher. Die Besitzer treiben in Bezug auf Holz und Streugewinnung meist Raubbau und denken nicht an künstliche Aufforstung. Die thonigen Zersetzungsprodukte des Lenneschiefers, welche die Felsen überall bedecken, begünstigen einen ungemein raschen und vollständigen Ablauf der in dem rauhen Klima reichlich fallenden Niederschläge. Die vorherrschend westlichen, vom Meere kommenden Winde treffen hier auf die ersten grösseren Bodenerhebungen, an welche sie, sich abkühlend, ihre Feuchtigkeit abgeben.

Feld-, Obst- und Gemüsebau stehen in Folge der klimatischen und Bodenverhältnisse auf keiner hohen Stufe, besser gedeiht Vieh und Weidewirthschaft. Bergbau ist nirgends vorhanden, dagegen kann man das Bergische Land als ein blühendes Industriegebiet bezeichnen.

Am Laufe der Wupper liegen etwa 94 industrielle Werke.

Im oberen Lauf hauptsächlich Pulver-, Mahl-, Knochen- Schneidemühlen, am mittleren Lauf bis Elberfeld Tuch-, Garn-, Filz-, Papierfabriken, Spinnereien, Färbereien, deren in Elberfeld allein 10 vorhanden sind. Weiterhin treten die vorgenannten gegenüber den „Schleifkotten" für die Remscheider und Solinger Stahlindustrie etwas zurück. Alle sind mehr oder weniger auf das Wupperwasser angewiesen und leiden unter langen Trockenheitsperioden schmerzlich.

Die Abfluss- und Bodenverhältnisse, das Vorhandensein geeigneter Thäler von geringem Grundwerth, der im Lenneschiefer überall anzu-

*) Nach den Brochüren und Vorträgen des Herrn Geh. Regierungsrath Professor Intze. Gedruckt bei La Ruelle in Aachen.

treffende theils vorzügliche Bruchstein weisen auf Abhülfe durch Sammelweiher.

Die Industrie hatte dies werthvolle Ausgleichmittel auch schon seit langer Zeit erkannt. Die Sammelweiher, deren grösster nicht ganz 30000 cbm fasste, während 5000 cbm Inhalt das Mittel bildete, konnten aber höchstens dazu dienen, das während der Nacht oder an Feiertagen vorbeiströmende Wasser für das Bedürfniss des nächsten Tages aufzufangen. Im übrigen verschärfte die Willkürlichkeit ihrer Benutzung die Missstände des Wassermangels namentlich für solche Unterlieger, welche keinen oder einen unzureichenden Weiher besassen.

Angeregt durch die Erfolge der Remscheider Thalsperre fassten die bedeutendsten und weitblickendsten Industriellen den Entschluss, dem unerträglichen Zustande durch Anlage von Thalsperren ein Ende zu machen.

Professor Intze stellte auf Grund schon vorhandener Vorarbeiten und einer Aufnahme der Triebwerke des Ingenieur Korte aus Barmen die Projekte auf.

β) Abzugebende Wassermenge.

Danach sollte im Brucher Thal bei Marienheide eine Sperre von 750 000 cbm Inhalt angelegt und das geringe eigene Niederschlagsgebiet derselben von 2,7 qkm durch Heranziehung der Hochwassermengen des benachbarten Wippergebietes von 3,7 qkm mittelst Wehr und Hangkanal vergrössert werden. Ferner sollte im Beverthal bei Hückeswagen ein Niederschlagsgebiet von 22 qkm abgesperrt und allenfalls das benachbarte Neyhethal auf 10 qkm, ebenfalls durch einen Wehreinbau und einen Verbindungsstollen herangezogen werden. Die erstere Anlage ist inzwischen durch die Lingeser Sperre mit 2,6 Mill. cbm Inhalt und 9 qkm Niederschlagsgebiet in einem etwas unterhalb gelegenen Thal ersetzt.*) Bei der zweiten, das Neyhethal-Wehr mit Stollen von vorne herein ausser Berechnung gelassen. Doch thut das dem Princip der Kostenvertheilung keinen Eintrag, welches für die Bildung der Interessentschaft massgebend gewesen ist.

Als Interessenten kamen in erster Linie die Triebwerkbesitzer, dann diejenigen Anlieger, welche das Wupperwasser zu gewerblichen Zwecken entnehmen und endlich die Städte Barmen und Elberfeld in Frage, welche die Verminderung der Hochwassergefahr und die Aufbesserung des Niedrigwassers aus sanitären und ästhetischen Gründen anstrebten.

Nach den in Remscheid gemachten Erfahrungen waren bei 1 Mill. cbm Beckeninhalt und 4,5 qkm Niederschlagsgebiet auf etwa $3^1/_2$ Mill. cbm Nutzwasser zu rechnen. Daraus schloss man, dass durch das Brucher Becken (750 000 cbm) mindestens 2,2 Mill. cbm, durch

*) Siehe Hannoversche Zeitschr. 1899 S. 23 und 24.

das Beverbecken (3,0 Mill. cbm) mindestens 10,4 Mill. cbm nutzbar zu machen seien. Das entspricht einer mittleren Abgabe von

170 Sekundenlitern für 300 Arbeitstage à 12 Stunden aus dem Brucher Thal
808 Sekundenlitern für 300 Arbeitstage à 12 Stunden aus dem Beverthal.

γ) Die Beitragspflicht der Triebwerkbesitzer.

A Bisherige Wasserführung der Wupper.

Der Berechnung des Mangels, welchen die einzelnen Motoren an Wasser leiden, wurden die täglichen Abflussmengen der Wupper vom 1. September 1888 bis dahin 1889 zu Grunde gelegt.

Dieselben konnten natürlich nicht an jedem einzelnen Werke beobachtet werden, sondern es wurden aus den Messungen, welche an der Bever für 22 qkm Niederschlagsgebiet ausgeführt waren, unter der Annahme, dass sich die Abflussmengen wie die Niederschlagsgebiete verhalten, die Abflussmengen nach dem Verhältniss der Niederschlagsgebiete berechnet.

Als mittlere sekundliche Abflussmenge während des Jahres ergab sich aus dem Gesammtabfluss der Bever = 16 096 000 cbm $\frac{16\,096\,000}{22 \cdot 365 \cdot 24 \cdot 60 \cdot 60} = 22$ l pro qkm und Sek. Diese Zahl ist für das ganze Wuppergebiet als konstant angenommen. (Abb. 1.)

Der tägliche Abfluss aus dem Beverthal war im Jahresmittel $\frac{16\,096\,000}{365} = 44\,130$ cbm. (Abb. 2.)

B. Bedarf der Motoren.

Der bisherigen Deckung durch das Wupperwasser allein gegenüber steht der Bedarf und die Arbeitszeit der Motoren. Sämmtliche Motoren sind daher in den Jahren 1891 und 1892 in Bezug auf die Maximalaufschlagswassermenge (Abb. 1), das Nutzgefälle, den Nutzeffekt unter Berücksichtigung der Betriebsweise und des Zustandes des Werks aufgenommen und die tägliche mittlere Arbeitszeit geschätzt worden.

C. Die Feststellung des Mangels.

Zur Feststellung des Mangels hat man folgende Ueberlegungen und Hilfsmittel angewendet.

Denkt man sich einen Motor an der Stelle des Beverthals aufgestellt, an welcher die Abflussmengen gemessen und für jeden Jahrestag zeichnerisch aufgetragen sind und nimmt man an, dass seine Maximalbeaufschlagung so gross ist, dass er 10 % der mittleren täglichen Abflussmenge von 44 130 cbm = 4 413 cbm in 12 Stunden verarbeiten kann, so erhält man durch Ziehen einer Wagrechten in der zeichnerischen Darstellung der Abflussmengen in Höhe von 4 413 cbm*) unmittelbar die

*) M. E. muss die Wagrechte in Höhe von 2 · 4413 cbm. = 8826 cbm gezogen werden, da nur das am Tage fliessende Wasser ausgenutzt wird. Erst wenn in 24 Stunden 8826 cbm vorbeifliessen wird der 12 Stunden arbeitende Motor 10 % = 4413 cbm verbrauchen können

Zahl der Tage, an welchen Mangel gewesen ist und wieviel cbm derselbe betragen hat (Abb. 2). Man braucht nur zu zählen, an wieviel Tagen die Abflussmenge unter 4 413 cbm geblieben ist und abzugreifen, um wieviel cbm. Um dieses Verfahren zu erleichtern sind die täglichen Abflussmengen des Beverthales der Grösse nach geordnet für die 365 Jahrestage aufgetragen. (Abb. 17.)

Die Anzahl der cbm des Mangels für jeden einzelnen Tag addirt ergiebt den Jahresmangel.

Im Beobachtungsjahre wäre derselbe für unsern Fall im Ganzen 14 500 cbm oder bezogen auf die jährliche Gesammt-Abflussmenge von 16 090 600 cbm = 0,09 % derselben gewesen. In gleicher Weise findet

Zeichnerische Darstellung
der täglichen Abflussmengen im Jahre 1888/89 aus dem Beverthal
nach Grösse und Zeitdauer geordnet.

Aus derselben ergiebt sich die Zahl der trockenen Tage bei verschiedenen Procentsätzen der Beaufschlagung (bezogen auf die mittlere Abflussmenge = 44 130 cbm).

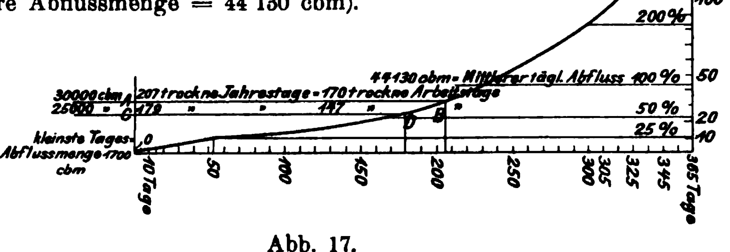


Abb. 17.

man den Mangel, wenn der Motor 20 % der täglichen Abflussmenge von 44 130 cbm = 8826 cbm täglich erfordert hätte zu 112 700 cbm = 0,7 % der jährlichen Abflussmenge von 16 090 600 cbm.

bei 30 % ist der Mangel	420 000 cbm	=	2,61 %
„ 40 %	922 000	„	=	5,73 %
„ 50 %	1 577 000	„	=	9,80 %
. . . . . .	. . . . . .			. . .
„ 400 %	48 800 000	„	=	303,7 %

der jährlichen Abflussmenge.

Trägt man nun (Abb. 18) die Procente der Beaufschlagung als Abscissen, die Procente des Mangels als Ordinaten auf rechtwinkligen Coordinaten ab, so erhält man eine Curve, aus der man für jeden Procentsatz, welchen die Maximalbeaufschlagung eines beliebigen Motors von der seiner Lage entsprechenden mittleren täglichen Abflussmenge in Anspruch nimmt, den Procentsatz des Wassermangels, bezogen auf dieselbe Einheit, abgreifen kann. Durch Multiplikation des Procentsatzes des Mangels mit der der Lage des Motors an der Wupper entsprechenden mittleren se-

kundlichen Abflussmenge (22 l mal Niederschlagsgebiet) erhält man den mittleren Jahresmangel in Sekundenlitern = M. *)

Derselbe wird der Beitragspflicht nur soweit zu Grunde gelegt, als er oberhalb der Bevermündung gleich oder kleiner ist als der Zuschuss der Bruchersperre von 170 Sekundenlitern oder unterhalb der Bevermündung gleich oder kleiner als der Zuschuss aus beiden Thalsperren = 170 + 803 = 973 Sekundenliter.

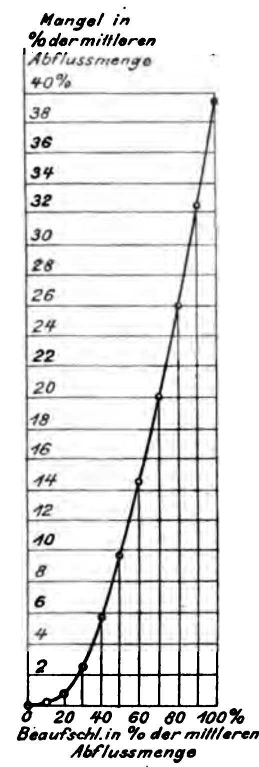


Abb. 18.

Die Deckung des Mangels in Sekundenlitern wird mit dem Gefälle und dem Nutzeffekt des Motors multiplicirt und durch Division mit 75 in effektive Pferdekräfte verwandelt. Die Anzahl derselben wird im Verhältniss der mittleren täglichen Arbeitszeit zu 10stündigem Betrieb reducirt und für jede solche zehnstündige Pferdekraft der Einheitspreis (80 M. für 300 Arbeitstage jährlich) bezahlt.

Die Berechnung der Anzahl der Pferdekräfte ist indessen nicht ohne Berücksichtigung der Umstände, welche für die einzelnen Werke den Nutzen des Thalsperren-Zuschusses herabdrücken, durchgeführt.

1. So wird der Mangel der unterhalb der Städte Barmen und Elberfeld liegenden Werke um ungefähr 300 Sekundenliter durch die Abwässer vermindert. Die Städte pumpen ihr Gebrauchswasser aus der Ruhr bezw. aus dem Rhein und entwässern in die Wupper.

Die über den natürlichen Abfluss der Wupper hinausgehende Nutzwassermenge ist den Werken dadurch in Ansatz gebracht, dass die sekundliche Fassungskraft ihrer Motoren als um 300 l vermindert, angenommen wurde.

2. Zweitens wurde die Zahl der Arbeitsstunden am Tage im Jahresmittel, während welcher der Mangel aus dem eigenen Weiher des Werkes gedeckt wird, von der mittleren täglichen Arbeitszeit des letzteren abgezogen. Als Weiher werden auch die Obergräben, todte Wupperarme und dergl. gerechnet. Der Abzug ermittelt sich unter der Annahme, dass die Wasserführung der Wupper in den 12 Tages- und Arbeitsstunden = derjenigen in den 12 Nachtstunden ist, folgendermassen: Der Weiherinhalt $\mathcal{J}$ (s. Abb. 19) wird erst dann ganz ausgenutzt, wenn der Zufluss während der 12 Nachtstunden zu seiner Füllung hinreicht (nach n_3 Tagen).

Der volle Nutzen bleibt bis zu dem Augenblick erhalten, wo der Weiherinhalt + dem Zufluss in den 12 Tagesstunden = dem täg-

*) Z. B. Kann der Motor von dem an ihm im Jahresmittel vorüberfliessenden Wasser W, berechnet in Sekundlitern, 10 % sekundlich aufnehmen, so beträgt sein Mangel 0,09 % von W.

lichen Maximalbedarf Q des Motors ist (bis nach n_2 Tagen). Es wird dann der Weiher bei Arbeitsschluss gerade geleert sein.

Wächst der Zufluss noch mehr, so wird der Weiher zwar jeden Morgen gefüllt, des Abends aber nicht vollständig geleert sein, bis schliesslich der Tageszufluss den Verbrauch allein deckt und eine Entnahme aus dem Weiher nicht mehr stattfindet (nach n_1 Tagen).

Nutzen des Weiherinhaltes nach Intze.

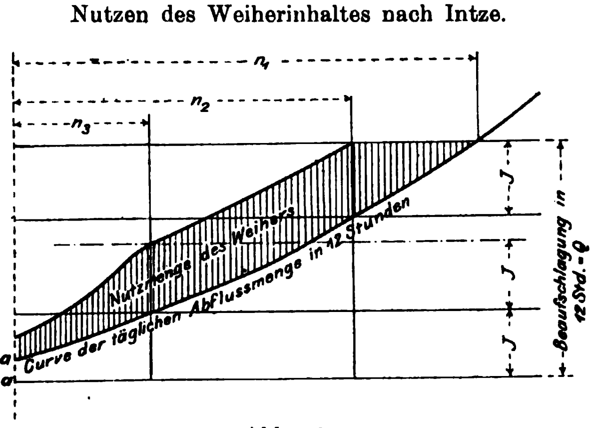


Abb. 19.

Der Zufluss am wasserärmsten Tage in 12 Stunden = a berechnet sich aus der geringsten beobachteten Abflussmenge von 1,88 Sekundenliter pro qkm und aus dem eigenen Niederschlagsgebiet des Werkes = f.

Für die Berechnung von a wird als solches nur dasjenige angenommen, welches dem Werke unbeschränkt zur Verfügung steht, weil bei N. W. alle Weiher in Thätigkeit sind.

Es ist also von dem, dem Werke zugehörigen ganzen Niederschlagsgebiet der Wupper, dasjenige des zunächst oberhalb liegenden mit eigenem Stauweiher versehenen Werkes abzuziehen.*)

Um die Zahl der Tage n_1 n_2 n_3 zu finden, greift man wieder auf die nach der Grösse geordneten täglichen Abflussmengen des Beverthales zurück. (Abb. 17)

Wenn der tägliche Abfluss aus dem Niederschlagsgebiet F der Wupper bis zum Werke = 2 Q (also in 12 Stunden = Q) ist, so werden im Beverthal (22 qkm Niederschlagsgebiet) $\frac{2\,Q \cdot 22 \text{ cbm}}{F}$ abfliessen. Die Anzahl der Tage, an welchem der letztere Abfluss im Beverthal nicht erreicht wird, ist gleich der Anzahl der Tage, an welchem der Abfluss 2 Q aus dem ganzen Niederschlagsgebiet F nicht erreicht wird = n_1.

In gleicher Weise findet man n_2 für den Abfluss 2 (Q—J) und n_3 für den Abfluss 2 J in 24 Stunden. Wegen des im Allgemeinen geringen Fassungsvermögens der Weiher ist bei einem täglichen Abfluss von 2 J (n_3) wieder das Zwischengebiet f einzuführen. Das ganze durch den Weiher gelieferte Nutzwasserquantum N ist nach Abb. 19

$$N = n_3 \frac{(a + J)}{2} + (n_2 - n_3)\, J + \frac{(n_1 - n_2)}{2}\, J$$

*) Von den 94 vorhandenen Werken besitzen 64 eigene Weiher.

In Litern im Tagesmittel also

$$\frac{N \cdot 1000}{365}$$

Die Zeit in Stunden ausgedrückt, während welcher im Jahresmittel der Weiher täglich den Mangel deckt, erhält man durch Division mit dem früher berechneten mittleren sekundlichen Wassermangel des Motors M und der stündlichen Sekundenzahl 60 · 60

$$t = \frac{N \cdot 1000}{365\ M \cdot 60 \cdot 60}$$

Diese Zeit ist von der täglichen Arbeitszeit und damit von den Beitragskosten abzusetzen.

Die Ermittelung des Nutzens des eigenen Weihers erleidet bei den meisten Werken noch Modifikationen z. B.:

Wenn der Weiherinhalt das kleinste N. W. des eigenen Zwischengebietes nicht fassen kann, der Ueberschuss also dem nächsten Weiher zu Gute kommt.

Wenn der Weiher so gross und die Fassungskraft des Motors so klein ist, dass ein tägliches Nutzwasserquantum = dem Weiherinhalt niemals erreicht wird.

Wenn die betreffenden Werke trotz des Weihers alles Thalsperrenwasser ausnutzen können und es also auch bezahlen müssen.

(Das ist auch der Fall bei (6) Werken mit Nachtbetrieb.)

Bei denjenigen Werken, welche weniger als 12 Stunden am Tage arbeiten, wo also der Weiher längere Zeit aufspeichert, als er abgiebt.

3. Für 4 Werke, welche mit Rücksicht auf den Betriebsplan das Wasser nur mit Verspätung erhalten, ist die Wartezeit bei Ermittelung des Nutzens in Abzug gebracht.

Die von Herrn Geheimrath Intze aufgestellte Kostenvertheilung ist so ausserordentlich geistreich und zweckmässig, dass es sehr fraglich ist, ob bei Berücksichtigung der Einwendungen, welche dagegen erhoben werden können, die Anzahl „der Nutzeinheiten“ der Wirklichkeit mehr entsprechend festgestellt wird. Es seien indessen einzelne Umstände erwähnt, welche die Rechnung noch beeinflussen könnten:

1. Ist das Jahr 1888/89 ein mittleres, so ist es ein Ausnahmefall. Wird in besonders nassen oder trocknen Jahren der Nutzen für jeden Werkbesitzer derselbe bleiben oder sich wenigstens im gleichen Verhältniss mit dem der anderen halten?

2. Die Annahme einer konstanten Abflussmenge für die Einheit des Niederschlagsgebietes bei Höhenunterschieden bis zu 300 m, der Rückschluss von den Abflussverhältnissen des Beverthales, die Voraussetzung einer konstanten Beaufschlagung jeden Motors (und zwar gleich der Maximalbeaufschlagung) eines konstanten Nutzeffektes und Gefälles könnten vielleicht noch modificirt werden.

3. Bei der Bemessung des Nutzens der eigentlichen Weiher könnten die Sonn- und Festtage und das mit der Spiegelhöhe wechselnde Gefälle eingeführt werden.

4. Eine Grösse, die von der Geschäftslage und anderen unberechenbaren Umständen abhängt, ist die wirkliche Arbeitszeit. Die Besitzer vieler kleinerer Werke, welche noch anderen Beschäftigungen obliegen, stellen ohne Nachtheil in wasserarmer Zeit den Betrieb gänzlich ein.

5. Eine Trennung der Interessenten in 2 Abtheilungen, nämlich in solche, welche nur von der oberen und in solche, welche von beiden Sperren Nutzen haben, wäre denkbar gewesen u. s. w.

δ) Die Beitragspflicht der Abnehmer von Wupperwasser.

Was diejenigen Interessenten anbetrifft, welche Wupperwasser unmittelbar aus dem Flusse entnehmen, so wurde deren Verbrauch nach der Leistung der Schöpfwerke und der einzelnen Arbeitsmaschinen, sowie der Menge und Art des Fabrikats, so gut als möglich feststellt.

Der Beitrag von 50 Pf., welche für jeden cbm täglich, während 300 Arbeitstagen entnommenen Wassers entrichtet werden soll, wird damit begründet, dass die gesammte Wupperwassermenge, durch den bei Niedrigwasser aus den Thalsperren geleisteten Zuschuss, eine Verbesserung erfährt. Die Vermehrung der Wasserführung wird für Dahlhausen am trockensten Tag auf das zwölffache, für Barmen, Elberfeld auf das siebenfache der jetzigen Menge geschätzt.

ε) Die Beiträge der Städte Barmen und Elberfeld.

Aus diesem Grunde unterstützen auch die Städte Barmen und Elberfeld das Unternehmen mit einem nicht unbeträchtlichen Jahresbeitrag (je 12 500 Mark).

Aber nicht nur eine kräftige Spülung und Auffrischung des mit Sinkstoffen überbürdeten und träge dahinschleichenden Niedrigwassers erhoffen sie, auch eine Milderung der Hochfluthen. Sie haben sich durch den Einwand, dass die die Hochfluth erzeugenden Niederschläge auf schon gefüllte Thalsperren treffen oder in einem ganz anderen als dem abgesperrten Gebiet fallen können, nicht irre machen lassen. Letzteres ist in der Berechnung mit 38 qkm = 12 % des Niederschlagsgebiets der Wupper bei Barmen in Ansatz gebracht. (Thatsächlich werden gegenwärtig nur etwa 30 qkm abgesperrt.)

Professor Intze berechnet die Einwirkung der Thalsperren für den Fall der grössten beobachteten Hochfluth vom 22. bis 24. November 1890 und nimmt an, dass dieselbe einen verfügbaren Raum von 3 Millionen cbm angetroffen hätte. Das Mass, auf welches dann die Fluthentwicklung in Barmen beim Vorhandensein der Stauweiher mindestens zurückgeführt worden, wäre gleich dem Unterschied der sekundlichen Abflussmengen gleicher Zeiten für das zu schützende und das abzusperrende Gebiet

Das letztere würde aber nicht nur mit 12 %, sondern mit 18—20 % in die Waagschale gefallen sein, weil die Niederschlags- und dementsprechend die Abflussmengen daselbst zu 50 bis 70 % grösser als in Barmen beobachtet worden sind.

(Regenhöhen während der Tage vom 20—24. November 1890 in Elberfeld 106 mm, in Lennep 153,7 mm, in Marienheide 131,5 mm. Abflussmengen in den abgesperrten Thälern 1,2 cbm Sek/qkm, in Barmen 0,9 cbm Sek/qkm.)

Die grösste Einwirkung auf die Hochfluthmengen wäre dann möglich gewesen, wenn die 3 Millionen cbm Beckeninhalt vom Gipfel der Hochfluth in Barmen abgenommen worden wären, wie dies etwa durch ein vor der Stadt befindliches Nebenbecken hätte geschehen können.

Selbst bei so günstiger Lage des Beckens ist man, in vollständiger Unkenntniss der Wassermengen, die etwa noch kommen, nicht in der Lage, den Zeitpunkt der Ableitung und Aufspeicherung zu bestimmen, noch weniger, wenn sich das Becken an einem 40 km oberhalb gelegenen Nebenflüsschen befindet.

Ausserdem würde das Hochwasser wahrscheinlich nicht einen Raum von 3 Millionen cbm in den Sammelweihern angetroffen haben, sondern vielleicht nur den sogenannten Hochwasserschutzraum, welcher in den Wintermonaten durch eine dann geöffnete, sich bis 1,0 m unter die Krone des Ueberfalles erstreckende Lücke, frei gehalten werden soll. Der Hochwasserschutzraum der Beversperre ist zu 500 000 cbm, der der Bruchersperre zu 100 000 cbm angenommen, zusammen also im ungünstigsten Falle nur $^{1}/_{5}$ jener in Rechnung gestellten 3 Millionen cbm.

Auf Grund der nach vorstehenden Gesichtspunkten ermittelten Beitragspflicht ist die Stimmenzahl jedes einzelnen Interessenten berechnet und sind alle wichtigen Abstimmungen über den Bau der ganzen Anlage erfolgt.

Ein berechtigtes Vertrauen in den allgemeinen Erfolg des Unternehmens hat die Interessenten abgehalten durch Einwendungen der angeführten Art, die verwickelte Berechnnng noch mehr zu kompliciren. Im Laufe der Zeit und des Betriebs werden die gesammelten Erfahrungen, wenn auch nicht ohne einige unvermeidliche Härten, dazu führen, dass einerseits die Interessenten sich den Nutzen der Thalsperren aufs vollständigste zu eigen machen, andererseits die Beiträge dementsprechend geregelt werden. Erst nach Verlauf des Rechnungsjahres wird sich dann eine gerechte Vertheilung unter Würdigung aller nunmehr unbestreitbar feststehenden Unterlagen vornehmen lassen.

c) Die Aufbringung der Kosten für die Vogesensperren.

Beim Bau der Vogesenthalsperren hat man wegen der Schwierigkeiten die Beitragspflicht zu regeln und aus politischen Rücksichten von der Bildung einer Zwangsgenossenschaft abgesehen.

Der Staat trat als Bauherr auf, nachdem ein einmaliger freiwilliger Beitrag von 100 000 M. je zum Bau des Alfeldweihers (Baukosten 440 000 M.) und der Fechtthalweiher (Baukosten 604 040 M.) seitens der Interessenten bewilligt war. Fecht führt zu Gunsten dieses Verfahrens an:

„Es wurde damit für den Bau die Schwierigkeit beseitigt, dass die im Interesse der öffentlichen Sicherheit, sonst erforderlich gewesene, eingehende örtliche Ueberwachung, welche, ohne in alle Verhältnisse der Bauführung eindringen zu können, doch der Interessentschaft einen grossen Theil der Verantwortung abnimmt, vermieden wurde.

Dieser Zustand hätte auf keiner Seite das Gefühl der vollen Verantwortlichkeit aufkommen lassen und ist für derartige Bauten bedenklich.

Auf der andern Seite gewährt die Uebernahme der Bauleitung, seitens der Verwaltung die Möglichkeit, Erfahrungen, welche gerade in

diesen Fällen besonders werthvoll sind, zu sammeln und für bevorstehende weitere Entwürfe auszunutzen.

Es werden dadurch auch die auf Sparsamkeit in der Bauausführung zielenden Einflüsse einzelner Interessenten ausgeschlossen, viele Härten in der Kostenvertheilung vermieden und ein unbeeinflusster allen Interessenten gleichmässig und unparteiisch zu Gute kommender Betrieb gesichert."

4. Grunderwerb und Nutzungsentschädigung.

Als erster Gegenstand des Grunderwerbs ist der Bauplatz des Absperrwerks und dessen nächste Umgebung ins Auge zu fassen. Der Bau nimmt Jahre in Anspruch, während welcher Zeit die übrigen Ländereien vermessen und erworben werden können.

Freilich pflegt beim Bekanntwerden des beabsichtigten Unternehmens und der Entscheidung über das ausgewählte Thal der Preis des Bodens zu steigen.

Daher ist es vortheilhaft, sich rechtzeitig das ganze oder einen möglichst grossen Theil des zu erwerbenden Gebietes, vorbehaltlich der genauen Vermessung, an die Hand geben zu lassen.*)

Ein solches Verfahren wird erleichtert, wenn die Wahl zwischen verschiedenen Thälern offen steht, oder wenigstens verschiedene Punkte desselben Thales für die Errichtung der Staumauer in Betracht kommen. Auch die Stauhöhe kann man unbestimmt lassen.

Zur Bildung einer Zwangsgenossenschaft für die Errichtung und Benutzung von Sammelbecken für gewerbliche Zwecke ist bis jetzt noch ein besonderes Gesetz erforderlich.

Die Bildung einer Genossenschaft an sich, ist mit langwierigen Verhandlungen verknüpft. Die Prüfung der Entwürfe unterliegt in jedem Falle der Ministerialinstanz. Selbst, wenn die Enteignungsberechtigung rechtzeitig beantragt und ohne Verzögerung verliehen wird, vergeht über der Ausführung geraume Zeit. Da den Interessenten, wer sie auch seien, daran liegen wird, möglichst bald in die Nutzniessung der zu erwartenden Vortheile zu treten, so wird als Preis des Grund und Bodens mit Rücksicht auf die Kosten, Zeitverluste und Unbequemlichkeiten des Enteignungsverfahren's ein den landesüblichen, um ein geringes Mass übersteigender bewilligt werden können. Andererseits darf er nicht zu hoch sein, damit er die, etwa im Enteignungsverfahren festzusetzende Entschädigung nicht in die Höhe schraubt.

Die Grunderwerbskosten haben auf die Ertragsfähigkeit der Anlage eine bedeutende Rückwirkung. Daher kann es sich lohnen Grundstücke anzukaufen, auf welchen man vielleicht erst später mit der Errichtung einer Thalsperre vorgehen will.

---

*) Cadart hat bei den Erwerbungen für die Liez, Vassy und Mouche die Erfahrung gemacht, dass für eine vorläufige Schätzung des Grunderwerbs die Fläche (ha) des Stauspiegels mit einem den Einheitspreis um 400 M. pro ha übersteigenden Preis zu multipliciren sei.

Diese Summe blieb konstant obgleich der ha kostete für die Mouche 9675.2 M. Liez 4915,2 M. Vassy 2852,0 M.

Der Erwerb beschränkt sich nicht auf das vom höchsten Stauspiegel bedeckte Gelände allein. Zur Anlage von Wegen, Einfriedigungen, Umlaufgräben und dergl. muss ein Randstreifen erworben werden. Für Trinkwasserversorgungen sind bedeutende Opfer gebracht, um nicht nur den landwirthschaftlichen Betrieb zu beschränken oder Anlagen, deren Abwässer zu Verunreinigungen Veranlassung geben abzuändern oder auszukaufen, sondern auch um das Niederschlagsgebiet aufzuforsten. Zu gleichem Zwecke ist die Abfassung von Quellen, die Anlage von Klärbecken und Filtern ins Auge zu fassen.

Die Unterlieger, welche durch die Wasserabführung während der Bauzeit oder während des späteren Betriebes beeinträchtigt werden, sind abzufinden oder auszukaufen.

Auf die Anlage von Zufuhrwegen oder den Ersatz von unterbrochenen Verbindungen ist Rücksicht zu nehmen.

Stein-, Kalkbrüche und Sandgruben sind zu erwerben, falls sich solche innerhalb des Beckens nicht finden.

In den innerhalb des Beckens zu gewinnenden Materialien, abzubrechenden Gebäuden, Bau- und Brennholz in der Ueberlassung von Restgrundstücken, Wasser oder Wasserkraft, Anlage von Zufuhrwegen, bieten sich oft Kompensationsobjecte für die Gewährung der Bauerlaubniss oder den Verzicht auf Gerechtsame und dergl.

5. Untersuchung des Baugrundes.*)

Die Bauerlaubniss oder der Grunderwerb gewährt freie Hand gewissermassen die Probe darauf zu machen, ob die Ergebnisse der theoretischen Studien und vorläufigen Untersuchungen betreffs der geognostischen Beschaffenheit und der zu erwartenden Aufschlüsse von Baumaterialien im Thalbecken der Wirklichkeit entsprechen.

Die Tiefenlage des bauwürdigen Felsens bezw. bei Erddämmen des dichten Baugrunds unter der Thaloberfläche hat einen doppelten Einfluss auf die Höhe der Kosten.

Mit der Tiefe wächst die Menge des Aushubs, die Schwierigkeiten des Transports, der Wasserbewältigung und der Gründung, andererseits die Masse des Mauerwerks bezw. der Schüttung.

Der Querschnitt der Staumauer verbreitert sich mit zunehmender Tiefe sehr rasch. Man kann sich den Körper der Thalsperre als eine Rotationsfigur ihres Querschnitts denken (Abb. 20), dessen untere Begrenzung der feste Felsen des Thalquerschnitts ist. (Für eine geradlinige Mauer wird $R = \infty$).

Um das Thalprofil in dieser Begrenzung aufzunehmen sind Sondirungen und Bohrungen, selbst wenn letztere mit Kernbohrer vorgenommen werden, unzureichend, es sind Schürfungen erforderlich. Dieselben werden in den Thalengen, welche für die Staumauer in Betracht kommen, am besten in Gestalt von Längsschlitzen, gleichlaufend

*) Siehe: Brenneke, Grundbau, Handbuch d. Ingenieurwissenschaften u. a.

zum Flusslauf ausgeführt. Die Hauptaufmerksamkeit wird sich aus den oben angeführten Gründen auf die Thalsohle, die Grundwasserverhältnisse, sowie die Standfähigkeit der Baugruben-Böschungen richten. Darüber sind aber, um unangenehmen Ueberraschungen vorzubeugen, die Thalhänge nicht zu vergessen.

Das so gewonnene Bild der Gestaltung und Beschaffenheit der Felsoberfläche wird die günstigste Grundrisslage und Form der Mauer erkennen lassen. Durch Verschiebung, Schwenkung oder Aenderung des Krümmungshalbmessers wird man sich unter Berücksichtigung der Längenentwickelung der Mauer den Verhältnissen anpassen.

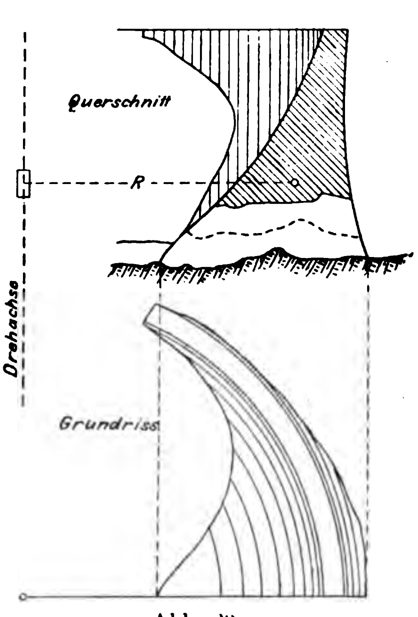


Abb. 20.

Die Voruntersuchungen über Baumaterialien sind gleichzeitig mit der Inangriffnahme der Arbeiten auf der Baustelle zu vervollständigen. Die Eigenschaften des Bausteins, welche bisher nur durch Beobachtung an älteren Bauwerken oder vorhandenen Brüchen ergründet werden konnten, sind nun an den für die Sperrmauer bestimmten Brüchen nachzuweisen. Im Zusammenhang damit ist die beabsichtigte Mörtelmischung unter Verwenduug des zur Verfügung stehenden Sandes zu prüfen. Eine hinreichende Anzahl von Probekörpern, an welchen die Festigkeit, die Dichtigkeit gegen Eindringen von Druckwasser, die Anhaftungsfähigkeit des Mörtels an den Stein, der Erhärtungsvorgang an der Luft und im Wasser und das Raum-Gewicht des Mauerwerks, welches der genauen Berechnung zu Grunde zu legen ist, beobachtet werden kann, ist herzustellen. Für die Erweiterung der Beobachtungen über die Niederschlags- und Abflussverhältnisse, die chemische und bakteriologische Beschaffenheit, sowie die Temperatur des Wassers bietet die ständige Anwesenheit des Aufsichtspersonals Gelegenheit.

6. Absteckung.

Die Absteckung wird sich zunächst auf das eigentliche Bauwerk, die Mauer, nach Grundriss und Höhenlage erstrecken.

Dieselbe ist unverrückbar durch Pfähle und womöglich einige gut gegründete Mauerpfeiler festzulegen und bei etwaigen Verschiebungen, welche sich aus dem Befund des freigelegten Felsens ergeben, sofort zu berichtigen.

Dies ist von grosser Bedeutung, solange nicht die Mauer selbst als Ausgangspunkt weiterer Messungen dienen kann.

Die Begrenzungslinien eines Horizontalschnitts der Mauer, also auch der jeweiligen Maueroberfläche, sind koncentrische Kreise, deren Abstand von der Höhenlage abhängig ist. Die Festlegung der Kreispunkte und der radialen Richtung in der tiefen Baugrube bietet einige Schwierigkeiten, welche bei der Beversperre in folgender Weise gelöst sind:

Man legte annähernd durch die Endpunkte der Mauerkrone eine Sehne quer durch das Thal.

Die Schnittpunkte der Sehne mit den massgebenden radialen, senkrechten Querschnittsebenen wurden versteint.

Man ging dabei von einer solchen Ebene, welche senkrecht auf der Sehne stand und die Lage der Mauer festlegte, aus. Die Strecken s, welche die andern Profilebenen abschnitten, wurden ausgerechnet und auf der Sehne abgetragen.

Da der Mittelpunkt der Kreise sichtbar war (der Halbmesser der luftseitigen Mauerkronenkante beträgt 250 m) lag nunmehr die radiale Richtung jedes Profils fest.

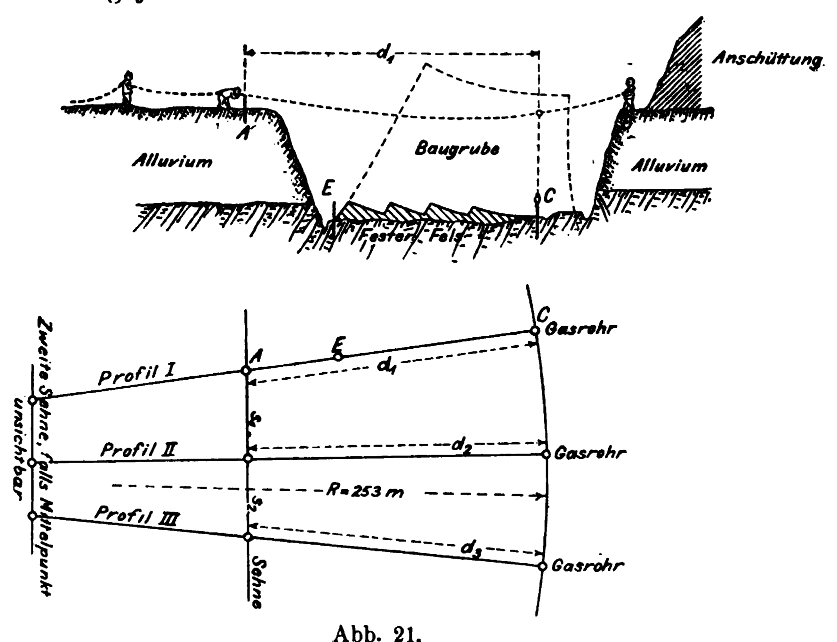


Abb. 21.

In derselben wurde von A nach B eine Peilleine mit Metertheilung über die Baugrube gespannt. Ein Loth C war in einem bekannten Theilpunkt derselben befestigt. (Abb. 21.)

Der Arbeiter in B, welcher die Leine in der Richtung und in Spannung erhielt, zog dieselbe solange an, bis der Beobachter in A den richtigen, vorher für einen Halbmesser von 253 m ausgerechneten Abstand d_1 über den Sehnenpunkten ablas. Das Loth befand sich dann im Profil AB über einem Punkt C des Kreises von 253 m Halbmesser.

Ein zweiter Punkt E luftseitig und ausserhalb der Fundamentfläche heruntergelothet, bezeichnete die Richtung des Profils. In den Kreisbogenpunkten (die Profile lagen, auf dem Kreis gemessen, in

Abständen von 10—14 m) wurden Gasrohre eingemauert und mit dem Anwachsen der Mauer durch aufgeschraubte Schüsse verlängert. Sie haben wenig Unbequemlichkeiten verursacht und alle weiteren Messungen sind auf sie bezogen.

Sollte der Mittelpunkt nicht sichtbar sein, so würde derselbe durch eine zweite der ersten gleichlaufende Sehne zu ersetzen sein, auf welcher ebenfalls die Schnittpunkte der Profilebenen aufzutragen sind. Das angegebene Verfahren ist mit den einfachsten Hülfsmitteln durchzuführen und legt die radiale Richtung und jeden Punkt der vielen konzentrischen Kreise ein für allemal fest. Der Kreis, welchen die senkrechten Gasrohre bezeichnen, ist so zu wählen, dass die Rohre im Mauerprofil bleiben.

Für die Lage der Sehne ist im Auge zu behalten, dass die an den Baugrubenrändern versteinten Punkte nicht durch die Ablagerungen des Aushubs, Schuppen, die anwachsende Mauer verdeckt oder durch die Bauarbeiten beschädigt oder vernichtet werden und doch bequem zur Hand sind.

Das gleiche gilt für die Höhenpunkte, welche in doppelter Beziehung wichtig sind, denn einmal bestimmt sich die Breite der jeweiligen Maueroberfläche nach ihrer Höhenlage und zweitens sind die Sackungen des Mauerwerks einer fortwährenden Kontrole zu unterziehen. Für beide Zwecke sind häufige Höhenmessungen erforderlich.

Es empfiehlt sich, Festpunkte in geringen Höhenabständen an beiden Thalhängen bis zur Krone der Mauer von vorneherein zu setzen und wenn die Höhen auf N. N. bezogen werden sollen, auch die Anschlusshöhenmessung sofort auszuführen.

Das häufige Umsetzen des Instruments und die lästigen Umrechnungen bei den mit der Zeit sich häufenden Höhenmessungen werden durch diese Massregeln vermieden.

Was das Becken betrifft, so ist die zukünftige Stauspiegelgrenze durch eine Höhenmessung um den Weiher herum ebenfalls möglichst bald festzulegen. Unter Hinzurechnung des Schutzstreifens ist die Grunderwerbsgrenze in die Katasterkarte einzutragen.

Hierdurch ist die Flächenberechnung ermöglicht und der Ueberblick über etwa am Rande des Beckens erforderliche Bauwerke, wie Bacheinlässe, Wege, Dämme und andere Nebenanlagen erleichert. Die genaue Kenntniss dieser Verhältnisse kann sehr wohl die Entschlüsse über die Staugrenze noch beeinflussen. Die am Rande des Beckens als Ersatz abgeschnittener Verbindungen herzustellenden Wege liefern oft werthvolle Steinaufschlüsse und dienen zur Heranschaffung der Steine.

Die Arbeiten an den Wegen, Gräben, Leitungen, im Steinbruch, im Innern des Beckens, bei der Räumung desselben und dergl. bieten eine geeignete Beschäftigung der Arbeiter, wenn Frost, Hochwasser oder andere Umstände eine Unterbrechung der Mauerarbeiten veranlassen.

7. Die Vergebung der Arbeiten und Lieferungen.

Die bequemste Art und Weise der Vergebung eines Thalsperrenbaus ist die an einen General-Unternehmer. Der Bauleitung erwächst dadurch ein Mindestmass an Mühe und sie kann ihrem Auftraggeber auf Heller und Pfennig die entstehenden Kosten angeben; das Risiko und einen grossen Theil der Verantwortung trägt der Unternehmer. Wie es mit der Güte der Materialien und der Arbeit aussieht, das steht auf einem andern Blatt.

Es ist hier nicht der Ort, die Vorzüge und Nachtheile der Vergebung gegen eine Pauschsumme auseinanderzusetzen. Ein tüchtiger, leistungsfähiger Unternehmer, welcher seine Rechnung findet, mag unter scharfer, sachverständiger Ueberwachung ein Abschlusswerk herstellen können, welches allen Ansprüchen genügt. Nur zu leicht aber wird bei den vielen nicht vorherzusehenden Umständen, welche den Unternehmergewinn beeinträchtigen können, vergessen, dass diese Ansprüche ganz andere sind, als sie an gewöhnliche Erd- und Mauerarbeiten gestellt zu werden brauchen. Diese Schwierigkeit tritt namentlich wissenschaftlich ungebildeten Aufsichts-Organen und den Handwerkern gegenüber in die Erscheinung. —

Der Vortheil mit einer festen Kostensumme rechnen zu können, hört mit der Leistungsfähigkeit des Unternehmers auf. Deshalb sollte man von vorneherein nicht mit einer Pauschsumme, sondern mit Einheitspreisen rechnen und wenigstens die Mörtel- und Steinmaterialien getrennt von den Mauerarbeiten vergeben. Die richtigste Ausführungsweise eines Thalsperrenbaus ist diejenige im Selbstbetrieb.

B. Die Bauart des Abschlusswerkes.

Ein Sammelbecken, Sammelweiher, Stausee, in übertragener Bedeutung Thalsperre genannt,*) ist ein künstlicher See, welcher mittelst der Durchdämmung eines Thales gebildet wird.

Der Damm — das Abschlusswerk — füllt die einzige Lücke des von der Natur in so bequemer Weise gebotenen, ungeheuren Gefässes aus.

Derselbe ist aber auch die schwache Stelle des Gefässrandes, denn dort ist die Wassertiefe am grössten, die Wandstärke am geringsten.

Mangel an Zeit und Geld zwingen dazu, sich mit einem im Verhältniss zu den mächtigen Bergwänden der übrigen Einschliessung des Thales gar winzigem Werke und dementsprechenden Sicherheitsgrade zu begnügen.

Die Abschlusswerke werden aus Dammschüttungsmaterial oder Mauerwerk, allein oder in Verbindung miteinander, erbaut. Daneben sind Konstruktionen zu nennen, wie sie in Südamerika und Californien

---

*) Französisch: Réservoir d'eau, barrage réservoir.
Englisch: Catchwater basin, storage reservoir, tank.
Italienisch: Serbatôjo d'acqua, lago artificiale.
Spanisch: Albercas, Charcas.

für Goldwäschereien, in Russland für Schifffahrtzwecke aus Holz und Steinpackungen, in Verbindung mit Mauerwerk, gespundeten Wänden, Faschinen, Pfahlrosten und dergl. erbaut worden sind. Diese Werke tragen theils einen provisorischen, theils einen wehrartigen Charakter, dienen also im letzteren Falle mehr zur Erhöhung des Wasser- (Stau)-spiegels als zur Aufspeicherung grösserer Wassermengen.*)

Neuerdings scheint auch das Eisen für diese Bauten Eingang zu finden.

Beispielsweise gelegentlich der Wasserversorgung von Lima und Callao. (a. d. p. e. ch. 1875 und 1877).

Die Abschlusswerke lagen weit von jeder menschlichen Wohnung und nur für Maulthier-Transport zugänglich, waren auch den dort zu Lande häufigen Erdbeben ausgesetzt. Sie sind daher mit Erfolg aus einzelnen Widerlagspfeilern und davorgesetzten eisernen Wänden hergestellt.

Aehnliche Entwürfe sowohl mit gemauerten als auch mit eisernen Pfeilern sind für die Thalsperre von Ogden aufgestellt.**)

Es ist nicht ausgeschlossen, dass die Eisenkonstruktionen eine Zukunft haben und in einzelnen Fällen mit Vortheil Verwendung finden.

Da sie sich indessen noch keinen allgemeinen Eingang verschafft, und ein verantwortlicher Ingenieur sich schwer dazu entschliessen wird für ein so monumentales, gefahrvolles Bauwerk von den bewährten, üblichen Bauweisen abzugehen, so sollen im Folgenden nur diese, nämlich:

I. Reine Erddämme
II. Erddämme mit Thon oder Mauerwerksdichtung
III. Gemauerte Dämme

eingehender behandelt werden.

I. Reine Erddämme.

Die grösste zulässige Stauhöhe, die Kronenbreite, die Höhe der Krone über höchstem Stauspiegel, die Befestigung der Krone und Böschungen und das Steigungsverhältniss der letzteren richtet sich bei reinen Erddämmen nach den klimatischen Verhältnissen, der Lage und Beschaffenheit des Bauplatzes, dem verfügbaren Dammmaterial und andern lokalen Umständen.

Es lassen sich für die Abmessungen nur Erfahrungs-Regeln angeben, die nach den persönlichen Erfahrungen der betreffenden Ingenieure erheblich von einander abweichen. So konnten sich auf dem V. internationalen Binnenschifffahrts-Kongress zu Paris 1892 die hervorragendsten Fachmänner über die grösste zulässige Höhe nicht einigen.

---

*) Siehe: Sauvage, exploitation hydraulique de l'or en Californie. Annales des mines 1876. Cumens et Fuchs. Métallurgie de l'or. Encyclopédie chimique de Frémy. Centralbl. d. B. 1890 S. 133. V. congrès de navig. int. Rapport de M. Hoerschelmann

**) Siehe: Engin. Record. 1897 S, 291. (Centralbl. 1897 S. 450).
Proc. of the Am. Soc. of C Engin. 1897. (Centralbl. 1898 S. 530).
Siehe auch den unteren Otay-Damm. (Centralbl. 1898. S. 256).

M. Fontaine, der Verfechter der Vorzüge von Erddämmen, wollte bei ausgezeichnetem Material bis zu 20 m gehen. Guillemain (rivières et canaux) scheint 10 m, Dumas 15 m für die gewöhnliche Grenze zu halten, während Engländer und Amerikaner sich vor 30 m Höhe und mehr, nicht scheuen.

Ebenso verschiedene Anschauungen herrschen über die Kronenbreite. Einige Ingenieure nehmen hierfür ein konstantes Mass, andere 0,4—0,5 der grössten Dammhöhe h.

Guillemain will 5,0 m, Crugnola 3,0 m nicht unterschreiten.

Der letztere giebt als Formel für die Kronenbreite

$$b_{min.} = 3 + \frac{5}{17}(h-3)$$

Der amerikanische Ingenieur Trautwine

$$b_{min.} = 0{,}61 + 2\sqrt{h}$$

Die Dammkrone bildet den gegebenen Weg für die Kreuzung des Thales und die Heranschaffung der für die Ausbesserung nöthigen Materialien. Es muss sich ferner bei eintretenden Sackungen ohne Schwierigkeiten eine Aufhöhung vornehmen lassen. Schon aus diesen Gründen ist die Breite ausreichend zu bemessen.

Eine Längenerstreckung des Sees in der Richtung der herrschenden Winde kann nicht unbedeutende Wellen zur Folge haben.

Auf dem Teiche von Chazilly, welcher 1500 m lang und 20 m tief ist, sollen Wellen von 3,0 m Höhe beobachtet worden sein (Guillemain, rivières et canaux). Gegen die schädliche Wirkung der überspritzenden Wellen schützt die Höhenlage der Dammkrone über dem höchsten Stauspiegel, allenfalls eine gemauerte, wasserseitige Brüstung.

Crugnola giebt als Mindestmasse der Kronenhöhe über höchstem Stauspiegel, ohne Brüstungsmauer, für kleinere Becken 0,9—1,5 m, für grössere 2,0—3,5 m an.

Die in Frankreich am meisten übliche Böschungsneigung ist nach Guillemain wasserseitig $1:1^1/_2$, sei es, dass sie durch eine Gerade, sei es, dass sie durch eine Aufeinanderfolge von steilen und flachen Böschungen gebildet wird. Luftseitig hält derselbe eine nach dem Damm zu konkave, im Ganzen dem natürlichen Böschungswinkel der Erde folgende Profilbegrenzung, mit eingelegten Bankets, für das Beste.

Eingriff des Dammes von Montaubry in den Untergrund.

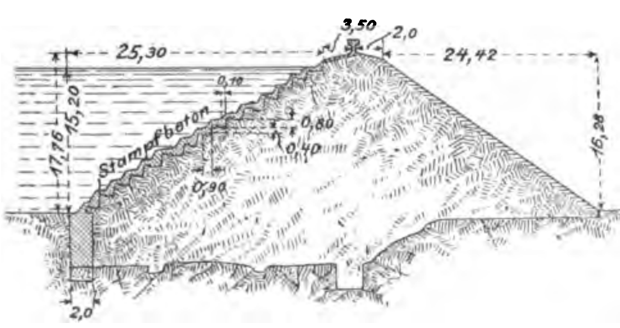


Abb. 22.

Der Angriff der Wellen, der Eisschollen u. s w. macht selbst bei niedrigen Dämmen eine kräftige Abpflasterung wasserseitig wünschenswerth, welche auf einer nach dem Damminnern zu, feiner werdenden Unterlage von Steinschlag, Kies, Sand u. s. w. ruht und Ausspülungen verhindert. Je grösser die Dammhöhe, je schwieriger werden die Ausbesserungen einer ebenen Böschungsfläche, wenn Sackungen und Rutschungen entstehen.



Damm des Beckens von Plessis.

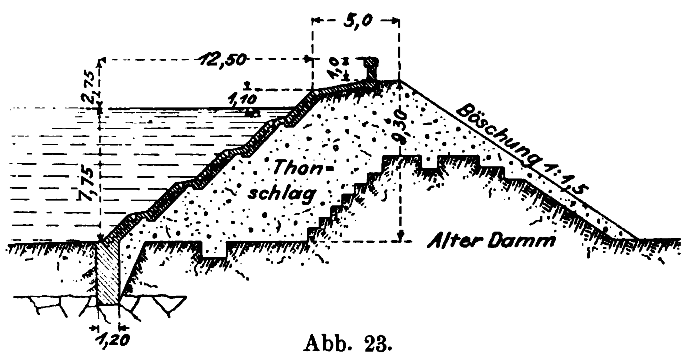


Abb. 23.

Um derartige Beschädigungen zu lokalisiren, wird, wie bemerkt, in Frankreich die Durchschnittsneigung in steilere und flachere Neigungen, — Stufen (gradins) — von etwa 2,0 m Höhe zerlegt. Man hat sogar zu einem System kleiner, die Absätze begrenzenden Mörtelmäuerchen gegriffen und auch die flacheren „Auftritte" mit Mörtelpflaster oder Beton befestigt.

Damm des Beckens der Liez.

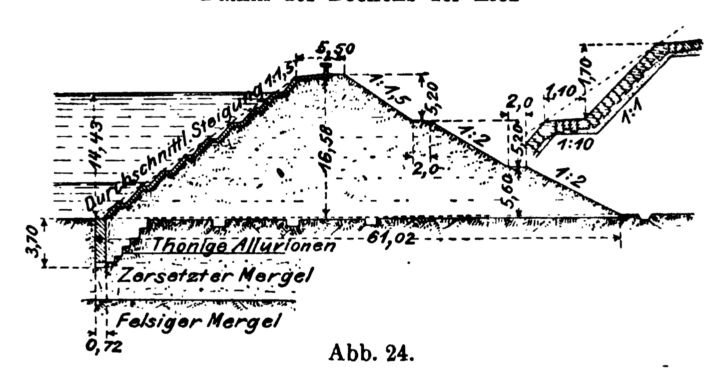


Abb. 24.

Diese Abdeckung ist zum ersten Male im Jahre 1833 beim Etang Berthaud zur Anwendung gelangt (a. d. p. e. ch. 1833) und hat sich bei vielen Dämmen, Montaubry 1859—1861, Abb. 22, du Plessis 1868—1870, Abb. 23, u. s. w., bis zu den neuesten la Liez, Abb. 24 1880—1884, Vassy, Abb. 25, 1881—1882, Torcy-Neuf, Abb. 26, 1883—1887, bewährt. (Siehe auch die Dämme in den Vogesen, Fecht, Z. f. B. 1893 u. Abb. 63).

Doch halte ich mit Crugnola die Verwendung solcher starrer Decken bei den gar nicht zu vermeidenden Sackungen (der Damm von

Essruck setzte sich im zwölften Jahre seiner Vollendung noch 75 cm) nur bedingungsweise für gerechtfertigt.

Die luftseitige Böschung wird oft nur mit Rasen bekleidet. Bei bedeutenderen Dämmen ist jedoch auch hier mit Rücksicht auf atmosphärische und Temperatureinflüsse, Beschädigungen durch Menschen, Vieh und Ungeziefer eine starke Abpflasterung empfehlenswerth.

Verstärkung des Dammes von Vassy durch Strebepfeiler in Entfernungen von 10—12 m.

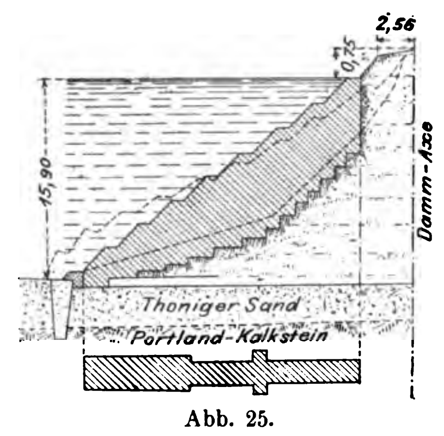


Abb. 25.

Eine unerlässliche Bedingung für die Haltbarkeit der Erddämme ist ihre feste und innige Verbindung mit dem wasserdichten Untergrunde. Zu dem Ende wird nicht nur die zu beschüttende Fläche von organischen Resten befreit und aufgerauht, sondern auch bis zu den wasserdichten Schichten aufgedeckt. Liegen diese in zu grosser Tiefe und sind die darüber liegenden tragfähig, so hat man sich begnügt, statt die ganze Dammstärke nur eine Art Herdmauer bis auf die undurchlässigen Schichten hinabzuführen. (Abb. 22.)

Entnahmevorrichtung des Beckens von Torcy-Neuf.

Abb. 26.

Ein oder mehrere Schlitze werden bis zu dieser Tiefe gleichlaufend der Längsachse des Dammes gezogen, mit wasserdichtem Material vollgestampft, und so die durchlässigen Schichten abgefangen. Diese Diaphragmen haben beim Spring-valley-Damm (California) eine Tiefe von 14,0 m, beim Deiche von Oued Magoum (Algier) von 12,00 m unter Thalsohle.

Das Material, aus welchen die Dämme hergestellt werden, sollte aus einer vollkommen gleichartigen und undurchlässigen Masse bestehen. Als das Beste ist in Frankreich eine Mischung von Thon und Sand in solchem Verhältniss erkannt, dass jedes Sandkorn von einem Thonhäutchen, welches eben genügt, um es mit dem nächsten Sandkorn zu verbinden, umhüllt ist.

Der Sand ist grob zu nehmen, damit er lagerhafter ist.

Beim Damm von Mittersheim bestand die Erde zur Hälfte aus Sand, zur Hälfte aus Thon und man setzte derselben, je nach dem zu grossen oder zu geringen Feuchtigkeitsgrade, hydraulischen Kalk in Gestalt von Pulver oder Kalkmilch zu. Der Verbrauch war im Mittel 12 l (in Pulverform gemessen) pro cbm Schüttung.

In Torcy-Neuf stieg dieser Zusatz bis auf 30 kgr, bei den Vogesendämmen wurden 15—20 l Kalkpulver (9,4—12,5 kgr.) auf 1 cbm fertiger Schüttung, jedoch nur wasserseitig, nicht für den ganzen Damm, verwendet (Abb. 63.)

Das Ankleben der mit der Giesskanne aufgebrachten Kalkmilch an die Stampfen verhindert man durch eine dünne Schicht übergestreuter Erde.

Das Ergebniss des Kalkzusatzes war, sowohl mit Bezug auf die Erleichterung des Stampfens und Abwalzens, als auch auf die Festigkeit und Dichtigkeit günstig.

Crugnola schlägt einen grösseren Sandgehalt: 1 Thon, $1^1/_2$ Sand vor und das Dammmaterial von Montaubry, (Abb. 22), 1 Thon, 2 Sand wird als vorzüglich erwähnt.

Der Liezdamm besteht aus 44 Theilen Thon und 56 Theilen Sand, ein Verhältniss, welches durch künstliche Mischung*) erzielt wurde. Die natürlich vorhandene Thonerde, welche nur $^1/_3$ Sand enthielt, wurde in 0,133 m starken Schichten mit je einer Decke von 0,067 m Sand zusammengewalzt.

Der Wasserstand der Stauweiher ist ihrer Bestimmung nach ein wechselnder, es ist daher ein zu grosser Thongehalt zu vermeiden, weil derselbe seinen Rauminhalt mit dem Feuchtigkeitsgrade ändert und bei Nässe zu Rutschungen (Abb. 27 réservoir de Cercey, canal de Bourgogne) bei Trockenheit zu Rissen neigt.

Das Dammmaterial wird unter Besprengung mit Wasser in Lagen von 10 bis 20 cm Stärke aufgebracht, ehe die darunter liegende Schicht durch Austrocknung eine gleichwerthige Verbindung verweigert. Nach Unterbrechungen des Baues sind die oberen Schichten zu entfernen, ehe neue aufgebracht werden. Fremdkörper, namentlich organischer Natur, gefrorene Schollen, grosse Steine sind nicht in der Schüttung zu dulden, grössere Erdklumpen zu zerkleinern.

Eine nach dem Beckeninnern zu abfallende Schichtung erschwert die Herstellung und das Walzen, soll aber eine grössere Dichtigkeit zur Folge haben.

*) Eine künstliche Mischung ist ein unvollkommener, jedenfalls theurer Nothbehelf.

Zum Festwalzen werden zuerst glatte Walzen von 7—800 kgr Gewicht, dann schwerere kannellirte Walzen angewandt. Für den Liezdamm bestand die 2achsige Walze aus gusseisernen Scheiben von 80 cm Durchmesser, davon je 12 mit solchen Abständen auf die Achsen gekeilt waren, dass die Zwischenräume der vorderen, von den Scheiben der hinteren Achse gedeckt wurden.

Auf diesem Gestell ruhte ein Wasserballastkasten, dessen Füllung von 1,9 cbm, das Gesammtgewicht auf 4400 kgr steigerte.

Während die Walzen gewöhnlich durch Pferde gezogen werden, war hier an jedem Dammende eine Lokomobile aufgestellt, welche mittelst Drahtseilzugs die Bewegung über die jeweilige Dammkrone bethätigte. Cadart, V. congrès 1892, (Siehe auch Zeitsch. d. V. D. J. Bau des Dammes No. 6 des Wasserwerks Boston 1897 S. 395 von Kreuter).

Verstärkung des Dammes von Cercey durch 2 m starke Strebepfeiler in Entfernungen von 12 m.

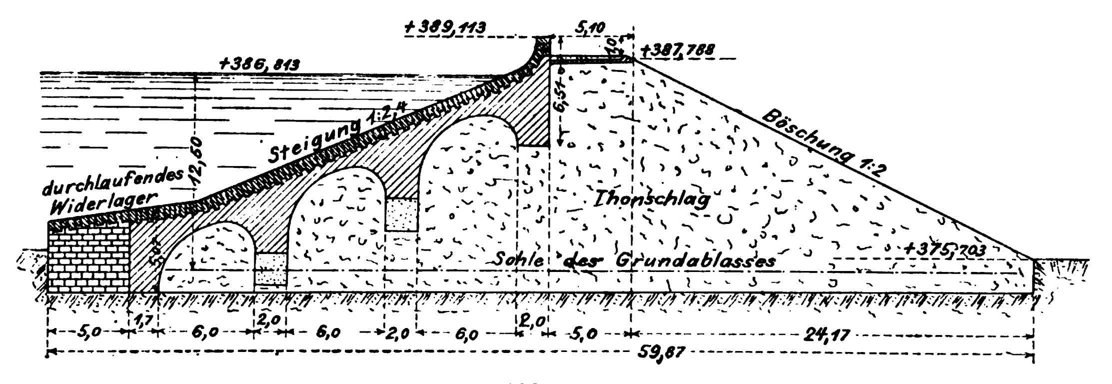


Abb. 27.

Die Schichthöhe kann durch sorgfältiges Walzen auf $^3/_4$ und weniger ihrer Höhe im lockeren Zustande zusammengepresst werden.

Nicht unwesentlich trägt zur Güte des Dammes eine langsame Ausführung bei, das beweisen die unzähligen und theilweise uralten indischen Thalsperren: In winzigen Mengen wird von Menschenhand der Boden herangeschafft. Die Fusstritte der Arbeiter, Sonne, Wind und Regen bewirken eine ganz allmählige und äusserst vollkommene Erhärtung. Umgekehrt zeigte der Deich von Vassy, (Abb. 25, Stauhöhe 15,9 m), welcher in der kurzen Zeit vom Juni 1881 bis August 1882 hergestellt wurde, nach der ersten Entleerung eine Rutschung der wasserseitigen Böschung.

Man hat dort, wie auch bei den Dämmen von Cercey, (Abb. 27) und Panthier, welche in Folge zu grossen Thongehalts der Dammerde, Rutschungen erlitten, durch gemauerte Strebepfeiler weiteren Bewegungen vorzubeugen gesucht.

Während des Winters wird ein neugeschütteter Damm, unter Verhütung jeder Ueberströmung, zweckmässig durch angestautes Wasser gegen Frost geschützt. Dadurch werden auch die Sackungen be-

schleunigt und etwaige Undichtigkeiten bemerkbar. Die Ausbesserung der letzteren ist dann leichter, als wenn die Fehler erst nach gänzlicher Vollendung des Dammes hervortreten.

II. Erd- oder Steindämme mit Thon oder Mauerwerksdichtung.

Bewusst oder unbewusst hat sich das Bestreben geltend gemacht, das Absperrwerk in einen stützenden und einen dichtenden Theil zu zerlegen. Der letztere erfordert eine besondere Güte und Beschaffenheit des Materials, sowie Sorgfalt der Ausführung, während der erstere, sofern er nur vor dem Angriff des Wassers geschützt ist, viel geringere Anforderungen stellt und daher billiger ist. Es springt in die Augen, dass der Schutz des stützenden Dammkörpers am vollkommensten erreicht wird, wenn die Abdichtung die wasserseitige Böschung deckt und an die wasserdichten Schichten des Untergrundes anschliesst. Sie ist in dieser Lage, bei leerem Becken, auch für Ausbesserungen zugänglich. Andererseits ist sie aber auch allen Beschädigungen und Angriffen ausgesetzt und muss gegen diese selbst wieder geschützt werden.

Mit der Anordnung eines sogenannten Dichtungskerns in der Mitte des Dammes verzichtet man auf eine Kontrole des ersteren und zerschneidet den Stützkörper. Der Kern ist aber den meisten äussern Einflüssen entzogen, seine Herstellung ermöglicht sich unter Ersparniss an Material leichter und sicherer.

Für eine dritte Art der Anordnung, den Einschluss des Dammmaterials zwischen zwei oder mehreren Längsmauern, sind nur wenige Beispiele bekannt, welche nicht zur Nachahmung aufmuntern: das älteste französische Abschlusswerk, das réservoir de Saint Ferréol (Siehe Abb. 28), dessen Grundsteinlegung auf den 17. November 1667 fällt, ist für die

Schnitt durch die Entnahme des Beckens von St. Ferréol.

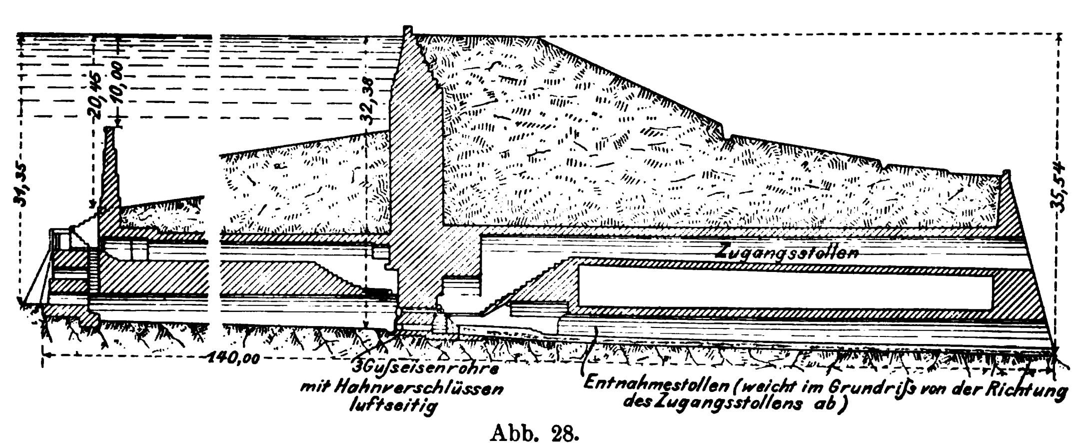


Abb. 28.

Speisung der Scheitelhaltung des canal du Midi bestimmt und besteht aus einem gewaltigen Damm von 140 m grösster Sohlenbreite und 35,54 m Höhe, (Stauhöhe 31,35 m). Er ist auf beiden Seiten von Stützmauern begrenzt und mit einer hohen Kernmauer in der Mitte versehen. Alle

3 Mauern sind bis auf den festen Felsen herabgeführt, haben aber die Aufweichung und Versackung der Füllerde nicht zu verhindern vermocht.

Genau nach diesem Vorbild ist in den Jahren 1789—1812 der Damm von Couzon für den Canal von Givors erbaut. Die Mittelmauer hat sich unter Rissbildungen durchgebogen und es gingen nach Messungen von 1885 durch Sickerungen 63 Sekundenliter verloren.

Eine rostförmige Sperrmauer mit Erdfüllung, von gewaltigen Abmessungen, diejenige von Guadarama in Spanien, wurde schon vor ihrer Vollendung zerstört.

In der That ist es klar, dass diejenigen Sickerungen, welche die erste Mauer durchdringen, das Dammmaterial aufweichen müssen. weil die zweite Mauer ihren Abfluss verhindert.

Viel zweckmässiger ist es den letzteren durch ein Entwässerungsnetz zu befördern, wie dies beim Lac d' Orédon (Abb. 29), geschehen. Dieser See bietet zugleich ein interessantes Beispiel, wie man ein natürliches Wasserbecken gleichzeitig durch unterirdische Anzapfung und Erhöhung des Seespiegels den Zwecken einer Thalsperre dienstbar machen kann.*)

Längsschnitt durch den Entnahmestollen des See's von Orédon.

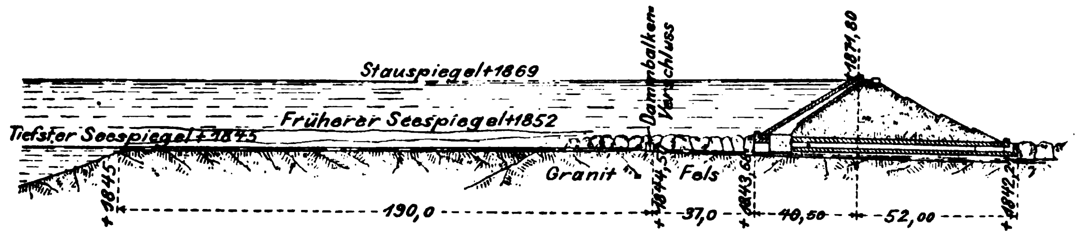


Abb. 29.

Der Orédon-See soll in Verbindung mit mehreren anderen ähnlichen Anlagen dem Nestle-Fluss (Nebenfluss der Garonne) eine sekundliche Wasserführung von 7 cbm sichern.

Die Entnahmerohre wurden am Ende eines 227 m langen, in den Granitfelsen des natürlichen Seeabflusses eingearbeiteten Schlitzes, 7,0 m unter Seespiegel, in einen Betonklotz eingedichtet.

Der letztere bildet innerhalb des Schlitzes zugleich den Fuss des Abschlussdammes von 95 m Kronenlänge, 8,75 m Kronenbreite, 21,5 m Höhe über Seespiegel und 86 m grösster Sohlenbreite.

Der Damm ist aus gewaschenem Kies, Schotter und Sand geschüttet und wasserseitig zunächst mit einer Abpflasterung, darauf mit einer 20 cm starken Betonschicht bis zum Felsen herunter bedeckt. Am Fusse dieser ersten Decke ist ein überwölbter Sammelkanal von 1,0 m Breite angeordnet, auf dessen Kappe sich eine 30 cm starke Trockenmauer zur Aufnahme der Sickerungen stützt, welche durch Oeffnungen der Kappe in den Kanal gelangen können. (Abb. 30.)

---

*) In ähnlicher Weise wird gegenwärtig die Gasteiner Ache durch einen Tunnel angezapft, auch soll ihr Wasservorrath durch einen Staudamm später erhöht werden

Oberhalb dieser Entwässerung ist die Böschung mit einer zweiten Dichtung in Gestalt einer vom Fusse bis zur Dammkrone von 1,6 m auf 1,2 m abnehmenden Betonbekleidung mit 2 cm starker Asphaltisolirung versehen, welche ihrerseits wieder durch eine 1,0 m dicke Steindecke den Einwirkungen des Frostes und mechanischen Beschädigungen entzogen ist.



Einzelheiten der wasserseitigen Dichtung des Dammes von Orédon.

Abb. 30.

Trotzdem man allen Sackungen durch sorgfältige Ausführung und gänzlich unzusammendrückbares Material nach Möglichkeit vorgebeugt hatte, verliess man sich also auf die Dichtigkeit der oberen Abdeckung nicht, sondern verschaffte den etwaigen Sickerungen, ehe sie die untere Abdeckung zu durchdringen vermochten, einen unschädlichen Abfluss. Der Erfolg einer so durchdachten Bauweise war ein sehr zufriedenstellender, denn die gesammten Sickerungsverluste wurden zu nur 3,33 Sekundenliter ermittelt.

Die Arbeiten wurden in den Jahren 1869—84 mit einem Aufwand von 710 000 fr. ausgeführt, so dass bei 7,27 Mill. cbm Nutzinhalt der cbm nicht ganz 8 Pfennig kostet.*)

Ein ähnliches Bauwerk ist der Damm von St. Christophe 20 m hoch und von 180 m Länge. Er diente Anfangs nur als Unterstützung für den Derivationskanal, welcher das Wasser der Durance nach Marseille leitet. Man liess das sehr schlammige Wasser in die Zwischenräume der Steinschüttung dringen und versah die wasserseitige Böschung mit einem Fuss und einer Abdeckung aus gutem Mauerwerk. Der Damm bildet seitdem die Absperrung eines Klärbeckens von 2 Mill. cbm Inhalt.

Bei den meisten Dämmen, deren Abdichtung, mag sie nun aus Thonschlag, Beton oder Mauerwerk bestehen, wasserseitig liegt, hat man sich damit begnügt, dieselbe möglichst dicht herzustellen und auf eine künstliche Abführung des etwa eingedrungenen Wassers verzichtet.**)

Während die Bauweise der Dämme in gleichartigem Material oder mit äusserer Dichtung mehr den Franzosen und den unter französischem Einfluss stehenden Ländern eigen ist, sind Engländer und Amerikaner der Anwendung von sogenannten Kerndichtungen sehr geneigt. Aber auch hier besteht insofern ein Unterschied, als die Engländer einen

*) Siehe Bouvier, die Wasserbehälter Südfrankreichs.

**) Siehe auch Fecht, die Stauweiher in den Vogesen, Z. f. B. 1893

Kern aus Thonschlag, die Amerikaner einen solchen aus Mauerwerk oder Beton bevorzugen.

Der Thonschlag (Abb. 31) erhält unter der Krone des Dammes eine Stärke von 1,5—4,0 m und verbreitert sich nach unten mit Neigungen von $^1/_6$—$^1/_{24}$. Senkrechte Wände desselben sind nur für kleinere Dammhöhen üblich.

Englischer Staudamm.

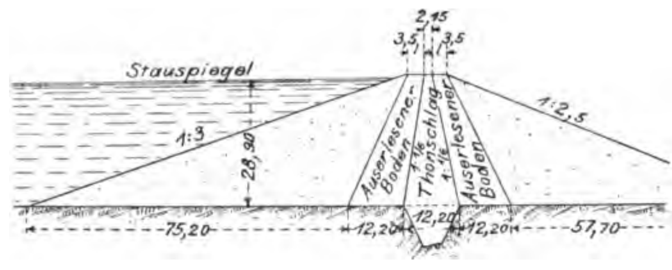


Abb. 31.

Rawlinson bemisst die geringste Sohlen-Stärke des Kerns zu $^1/_3$ der Höhe.

Der Uebergang des Kerns, welcher bis in die wasserdichten Schichten des Untergrundes geführt wird, zu dem übrigen Dammkörper, vermittelt ein mildes, feines Material, Muttererde u. dergl. so dass noch ein besonderer Schutz gegen das Austrocknen (Rissigwerden) oder Aufweichen (Flüssigwerden) des Thones vorhanden ist.

Die Herstellung von Damm und Kern erfolgt gleichzeitig, wobei ersterer ausserordentlich flache Böschungen erhält, in Schichten von nicht über 15 cm Höhe.

Die Ausführungen dieser Art sind zahlreich und weisen bis zu 30 m Höhe auf. (Manchester, Edinburg u. a.)

Die Kernmauern der amerikanischen Dämme sind, wenn angängig, bis auf den festen Felsen herabgeführt. Man hat sich indessen

Diamond Hochreservoir, Querschnitt.

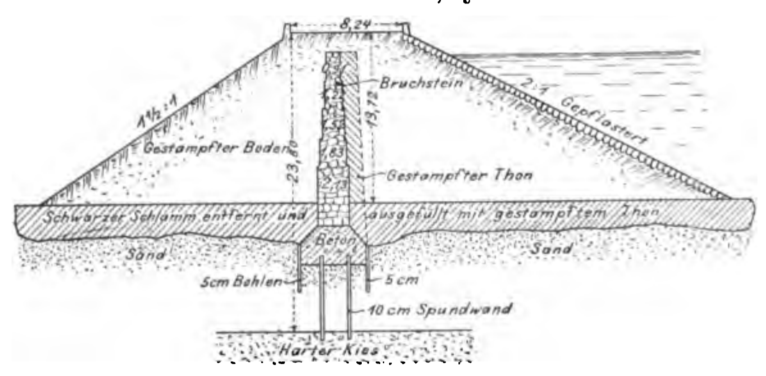


Abb. 32.

auch nicht gescheut nur Spundwände bis in die undurchlässigen Schichten zu treiben und den Kern erst in grösserer Höhe zwischen denselben anzusetzen. (Abb. 32. Diamond Hochreservoir Pawtucket. R. J.)

Der Damm ruht auf der vorher sorgfältig abgeräumten Erdoberfläche. Die Stärke des Kerns nimmt gradlinig oder in senkrechten Absätzen nach oben ab und ist im Verhältniss zu dem mit $1 : 1^1/_2$ bis $1 : 5$ geböschten, wasserseitig meist gepflasterten, luftseitig mit Bermen und Regenrinnen versehenen, gewaltigen Damm sehr gering. (Theil II Abb. 44 und 55).

Dieser Umstand mag zunächst in der Sparsamkeit seine Erklärung finden, die geringe Wandstärke hat aber auch den Vorzug, dass etwaige Bewegungen ohne weiter gehende Beschädigungen ertragen werden können und dass die grossen senkrechten Pressungen zur Dichtigkeit beitragen. Die Mauer eilt bei der Ausführung den von beiden Seiten gleichmässig bewirkten Schüttungen, um ein geringes voraus und wird in der Regel noch durch Verputz und andere Mittel gegen Durchsickerungen geschützt. Eine sehr kühne Kernkonstruktion weist der Otay-Damm*) in Californien auf, welcher aus einer Blechwand, beiderseits durch eine dünne Betonschicht geschützt und mit einer Schüttung aus Felstrümmern eingehüllt, besteht.

Die Betriebseinrichtungen für die Heranführung der Damm- und Mauermaterialien, das Abwalzen und Annässen, die Rüstungen und Mischvorrichtungen sind in der Regel sehr geschickt angeordnet.**)

Die Besprechung der amerikanischen Thalsperren erheischt die Erwähnung einer bei diesen sehr ausgeprägten und in der Regel vorkommenden Eigenart.

Dieselben weisen nämlich häufig, nicht nur in der Richtung des Wasserdrucks, also im Querprofil, verschiedene Baumaterialien und Bauweisen auf, sondern auch in der Längsrichtung des Dammes.

Am vollkommensten ausgeprägt ist diese Eigenart bei der grössten Thalsperre der Welt, der Croton-Sperre für die Wasserversorgung von New-York. (Siehe die Beschreibung derselben im II. Theil).

Ein Beispiel dieser Art bietet auch die Thalsperre von Skutari (Constantinopel).

Nicht vergessen sei die Bauweise der Dämme im Harz zu erwähnen. (Siehe A. Dumreicher, die Wasserwirthschaft des Oberharzes und Oskar Hoppe der Ober- und Unterharz).

Der eigentliche „Teichdamm" besteht aus 2 Haupttheilen, einer in einem Schram (Schlitz) bis zum undurchlässigen Baugrund eingelassenen Wand aus Rasen und Dammerde, Rasenhaupt genannt und einer Schüttung, welche „Stärke und Böschung des Dammes herstellt". Die erstere wurde in früheren Zeiten als wasserseitige Böschungsbefestigung am Fusse rund 3 m, nach der Krone auf rund 1,0 m abnehmend, dem Damme vorgelegt.

Nachdem aber am 2. Weihnachtstage 1733 bei starkem Regenwetter der Damm des Schalker-Teiches gebrochen war, verbesserte man

---

*) Centralbl. d. B 1898 S. 256.

**) Siehe die Beschr. des Baues von Damm No. 6 der Bostoner Wasserversorgung. Zeitsch d. I. 1897 S. 394.

diesen und nach und nach die meisten anderen Dämme nach der jetzt noch üblichen Bauart. Dieselbe war bereits 1714 zu Lauterberg angewandt und ist dort aus dem Stolbergschen (Strassberg und Ilmenau) eingeführt.

Danach wurde das Rasenhaupt in einer Stärke von 2,3 m als Kern in die Mitte des Dammes verlegt und dem Wellenschlag, Eis und dem Minirwerk des Ungeziefers entzogen. Es tritt eine Ersparniss an

Harzer Teichdamm.

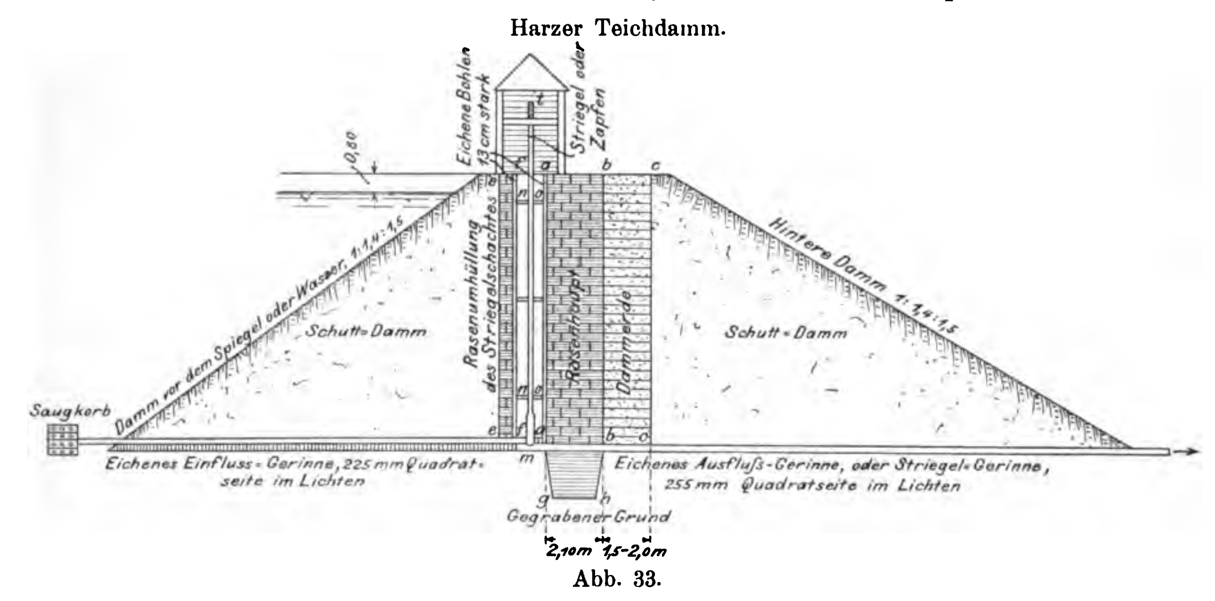


Abb. 33.

Material und Arbeit ein, auch können sich die Sackungen beider Dammkörper unabhängig von einander vollziehen.*) Den Schnitt durch den Entnahmeschacht eines Harzer Teichdammes zeigt Abb. 33.

Die grösste Dammhöhe bleibt unter 15,0 m, die Dammkrone wird meist nicht unter 5,6 m breit, die Böschungen nicht steiler als 45^{0} angelegt. Letztere pflegt man durch grobes Gerölle, Pflaster oder Trockenmauern (Terassenmauern) noch besonders zu schützen.

Die Grundrissform der Erddämme, wie der Dämme mit Dichtung ist meist geradlinig, doch giebt es auch Beispiele, wo sie sich der Oberflächenbeschaffenheit, oder dem guten Baugrunde des Thales in gebrochenen Linien oder Curven anschliesst.

Im Allgemeinen werden die unter I und II beschriebenen Abschlusswerke nur für kleinere Stauhöhen in Frage kommen können.

Undichtigkeiten im Abschlusswerk in Folge von Sackungen, Eintrocknung, durchlässiger oder nachgiebiger Schichten der Dammerde oder des Untergrundes, mangelhafter Verbindung mit dem letzteren oder den Einbauten u. s. w. sind nicht zu verhindern.

---

*) Eine Ausnahme von dieser Bauweise bildet der Damm des Oder-Teiches (1714 - 21). Derselbe besteht aus Trockenmauerwerk mit einem Kern von Granitsand. Es muss wohl an der besonderen Beschaffenheit dieses Sandes oder dessen Beimengungen gelegen haben, dass sich die Dichtung bislang ausgezeichnet gehalten hat. Der Damm ist 18 m hoch, in der Krone 16 m, in der Basis rund 50 m breit, mit beiderseitigen Böschungen 1 : 1. Das Kernprofil ist in der Krone 5,0 m, in der Basis 16 m breit. Die wasserseitige Begrenzung ist senkrecht und liegt in 6,0 m wagrechtem Abstand von der wasserseitigen Kronenkante.

Selbst die beste Dammerde verliert aber, und zwar je höher der Wasserdruck, um so schneller und sicherer, jede Widerstandsfähigkeit sobald sie aufweicht. Man braucht gar nicht an eine Ueberströmung des Dammes — Ueberströmter Damm, verlorener Damm — zu denken, um zu der Ueberzeugung zu gelangen, dass ein gemauertes Abschlusswerk schon in seinem Material und in dem innigen Anschluss an den Felsen, eine viel sicherere Bürgschaft gegen Zerstörung bietet.

Hierzu kommt, dass mit der Höhe des Erddammes sein Rauminhalt so schnell wächst, dass die Grenze, bei welcher noch eine Ersparniss gegenüber einer Sperrmauer zu erwarten ist, bald erreicht wird.

Die Anlage eines Erddammes dürfte sich daher nur rechtfertigen wenn:

1. der Felsen von undurchlässigen, tragfähigen Schichten auf der überwiegenden Länge des Bauwerks so hoch bedeckt ist, dass er ohne unverhältnissmässige Kosten von einer vollen Mauer nicht erreicht werden kann.

2. ein von der Natur gebotenes Dammmaterial in der Nähe ansteht, andererseits die Menge der heranzuschaffenden Mauermaterialien gross, der Transport weit und schwierig, geübte Maurer nicht zur Stelle sind.

3. die Bauzeit reichlich bemessen ist.

4. das Regime des Gewässers bekannt bezw. für sichern Abfluss des Hochwassers gesorgt werden kann.*)

III. Gemauerte Dämme.

1. Der Steinbruch.

Das wichtigste Material für den Bau einer Staumauer sind die Steine. Der Steinbruch ist in der Regel für diesen Zweck erst zu erschliessen. So ist es denn mehr oder weniger Glückssache, ob brauchbare Steine in hinreichender Menge sich finden und ohne Beseitigung zu grosser Abraum- und Abfallmassen gewonnen werden können. Wenn vielversprechende Aufschlüsse sich als trügerisch erweisen, so werden dadurch nicht allein die Kosten erhöht, sondern es leidet darunter auch oft die Bauausführung.

Im allgemeinen sind die Steine an der Schattenseite der Hänge zu suchen, weil erfahrungsgemäss die Verwitterung an der Sonnenseite eine stärkere und tiefergreifende ist. Steile Hänge versprechen einen widerstandsfähigen Felsen mit einer Verwitterungsdecke von geringer Stärke und Ausdehnung.

---

*) Der V. internationale Congress für Binnenschifffahrt hat bezüglich der Ausführung von Erddämmen die nachfolgenden Vorschriften aufgestellt:

1. Das Stampfen von Hand ist als zu kostspielig und unregelmässig zu verwerfen, das Abwalzen ist zu empfehlen.

2. Gemauerte Böschungsbekleidungen sollen erst geraume Zeit nach der Herstellung des Dammes aufgebracht werden.

3. Die Entnahme durch einen Thurm, wie für die Stauweiher von Torcy Neuf, Edinburg u. a. ausgeführt, erleichtert die Herstellung einer gleichartigen Dammschüttung.

Die Eröffnung und Ausrüstung eines Steinbruchs ist kostspielig und daher die Nothwendigkeit der Anlage eines zweiten zu vermeiden.

Von vornherein ist nicht genau zu übersehen, in welcher Richtung und Ausdehnung die Ausbeutung fortschreitet, wenn sie den guten und ergiebigen Bänken folgt und wenn eine für den Bedarf genügende Anzahl Angriffsstellen vorhanden sein soll.

So wünschenswerth es ist, den Stein in unmittelbarer Nähe der Mauer zu gewinnen, so ist doch darauf zu achten, dass nicht die letztere, Eigenthumsgrenzen oder andere Hindernisse dem Fortschritt eine zu enge Grenze setzen. Der unter den Stauspiegel herabgeführte Steinbruch kann die Dichtigkeit und Standfähigkeit der Widerlager beeinträchtigen, die beim Sprengen umherfliegenden Steine vermögen die Arbeiter und Geräthe zu gefährden.

Eine genügende Höhenlage der Steinbruchsohle im Verhältniss zur Mauer sichert eine freiere Verfügung über die gewonnenen Steine und Abraummassen und den Transport derselben durch die Schwerkraft. Das in tieferen Lagen gewonnene Material wird den Fundamenten zuzuführen sein, sofern nicht auch in Bezug auf die Qualität der Steine eine Auswahl zu treffen ist und die besseren für die Aussenflächen und die schwächeren oberen Theile der Mauer zurückzubehalten sind.*) Aehnliche Rücksichten gelten beim Vorhandensein mehrerer Steinbrüche. Bei weiten Transporten auf Gleis- oder Drahtseilbahnen und mehrmaliger Umladung kommt auch die Grösse der Blöcke in Frage.

Die Gewinnung der Steine erfolgt durch Sprengungen. Je nach der Beschaffenheit und der erforderlichen Menge sprengt man kleinere Steinmassen mit Hülfe von Bohrlochschüssen, Keilen und dergleichen ab oder löst durch Sprengstollen und Kammern ganze Felswände los. Das erstere Verfahren ist das mühseligere aber sicherere.

Vor allem liefert es ohne zeitraubende Vorbereitungen Steine. Man kann den guten Bänken nachgehen und alle Chancen, welche die wechselnde Beschaffenheit, Rissbildungen, Klüfte, Verwerfung und Schichtung bieten, ausnutzen. Man hat die Stückgrösse, die Auswahl und die Abfuhr des gewonnenen Materials besser in der Hand, der ganze Betrieb ist ein geregelterer.

Er eignet sich besonders für Steine weicherer und ungleichmässiger Beschaffenheit, wie es die geschichteten Gesteine meist sind. Dieselben vertragen überhaupt den Angriff zu grosser Kräfte nicht und würden bei Massengewinnung zermalmt oder wenigstens in ihrem Zusammenhang gelockert werden.

Aus diesem Grunde ist auch von der Verwendung brisanter Sprengstoffe abzusehen.

Von Hand werden die Bohrlöcher durch 2 Arbeiter hergestellt. Ein Mann hält den Meisselbohrer und setzt ihn nach jedem Schlage des Zuschlägers um. Der Bohrschlamm wird mit Krätzer, Wasserspülung

*) Für die Chemnitzer Sperre hat man sich entschliessen müssen, die an Ort und Stelle gebrochenen Steine nur für das Innere der Mauer zu verwenden.

und dergl. entfernt. Das untere Ende des 3—5 cm Durchm. haltenden Bohrlochs wird häufig durch einen sogenannten Schnürschuss (Dynamit) erweitert, um für eine grössere Pulverladung Raum zu schaffen. Das Pulver wird lose oder in wasserdichter Leinewand eingebracht. Der Besatz besteht aus Erde. Die Entzündung erfolgt mittelst Zündschnur in den Arbeitspausen.

Die Tiefe der Bohrlöcher und ihre Vertheilung richtet sich nach der Beschaffenheit des Felsens.

Die Schichtungsrichtung spielt eine wichtige Rolle. Fallen die Schichten in den Berg ein, so sind die einzelnen Blöcke gewissermassen herauszuheben, umgekehrt ist die Gewinnung leichter, aber gefährlicher, weil die Bänke von selbst abrutschen können. (Abb. 34.) Oft kann der Aufschluss durch zweckmässig gerichtete Schlitze seitlich erfolgen.

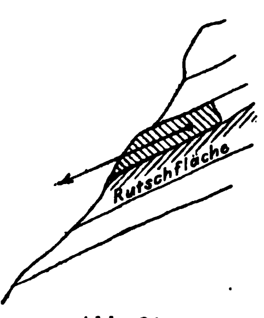


Abb. 34.

Zur Ausführung dieser Arbeiten eignen sich vorzüglich italiänische Arbeiter.

Maschinenbohrer müssen vor Abgabe jedes Schusses in Sicherheit gebracht werden. Auch die Verspannung bereitet Schwierigkeiten. (Stossbohrer.)

Trotzdem dürften auch beim Tagebau in Stockwerken Bohrmaschinen mit Vortheil zu verwenden sein. Sie sind auf Wagen oder schwebenden Gerüsten zu befestigen.

Rotationsbohrer werden am besten elektrisch, Meisselbohrer durch Druckluft bethätigt.

In der ausgiebigen Verwendbarkeit maschineller Hilfsmittel besteht ein Vortheil der Massengewinnung durch Stollen, wie er sich bei der Alfeldsperre bewährt hat.

Die Minenkammern wurden mit 70 Centner Pulverladung gefüllt, vermauert und durch elektrischen Funken entladen. Ein oder zwei solcher Schüsse liefern oft den ganzen Bedarf an Bruchsteinen. Doch wird bei diesem Verfahren gewissermassen Alles auf eine Karte gesetzt und es kann nur angewandt werden, wenn man über die Natur des Gesteins vollkommen im Klaren ist.

Das gewonnene Material enthält mehr oder weniger unbrauchbare, zersplitterte Steine, Einlagerungen und Abfälle, deren Gestehungs- und Abfuhrkosten einen recht erheblichen Einfluss auf den Einheitspreis haben. Aus dem Verhältniss der Menge der guten Steine zur Menge des Abfalls lässt sich einigermassen auf die Qualität der Bruchsteine schliessen. Je ungünstiger es ist, je weniger wird auch der Abfall, als Betonschotter, Mauersand, zur Befestigung der Wege und anderen Zwecken brauchbar sein.

Die Bruchsteine können selten ohne weiteres vermauert werden. Allzu grosse Blöcke sind, des Transportes und des Mauerverbandes wegen, nochmals zu sprengen, vorspringende Ecken abzuschlagen, In-

krustirungen auf den Schicht- und Kluftflächen, allenfalls unter Zuhülfenahme von Hammer und Meissel, zu entfernen.

Anhaftender Boden und Steinsplitterchen, welche sich durch das Sprengen, Aneinanderreiben und Schleifen auf den Oberflächen gebildet haben, weichen unter der Einwirkung eines kräftigen Druckstrahls und gleichzeitiger Behandlung mit Draht- oder Wurzelbürsten.

Diese Behandlung erfolgt am besten unmittelbar vor der Verwendung der Steine, im Steinbruch.

Die Sohle des letzteren, verbreitert durch den abgestürzten Abraum, bietet willkommene Gelegenheit für Betriebsanlagen, wie Steinwäschen, Verladerampen und Lagerplätze.

Die Steinwäsche ist glatt im Gefälle abzupflastern, mit Abzugsgräben für das Schmutzwasser, An- und Abfuhrgleisen und Ladevorrichtungen zu versehen.

Letztere bestehen in der Regel nur aus gemauerten Rampen oder hölzernen Böcken, weil die unregelmässige Gestalt der Bruchsteine für die Greifwerkzeuge von Krahnen und Flaschenzügen ungünstig ist. Während die Steine mittelst untergelegter Rollen und Brechstangen auf die Wagen gewuchtet werden, können sie von allen Seiten dem reinigenden Druckstrahl ausgesetzt werden. Ein kleiner Vortheil besteht darin, ausser dem Verschluss am Wasserstock auch an der Mündung des Spritzschlauchs einen Hahn anzubringen, damit der Arbeiter, welcher denselben richtet, nach Bedürfniss drosseln oder schliessen kann. Die Hanf- oder Gummischläuche leiden durch Schleifen auf den spitzen, scharfen Steinen sehr und sind durch eine haltbare Bewickelung zu schützen. (Abb. 35.)

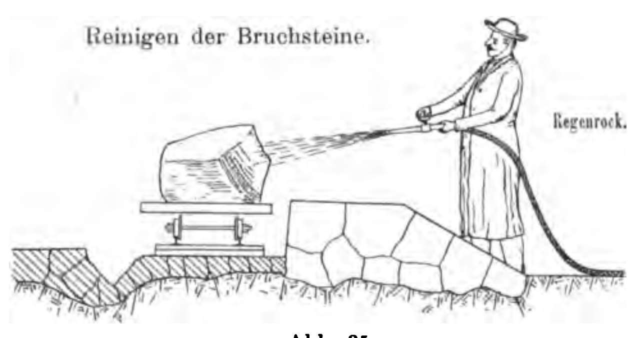


Abb. 35.

Steinlagerplätze sind nicht zu entbehren. Wenn auch unmittelbare Anfuhr aus dem Bruch auf die Mauer das billigste und bei guter Beschaffenheit der Steine vielleicht zulässig ist, so kann doch die Gewinnung mit dem Verbrauch nicht genau gleichen Schritt halten.

Ein Mangel an Steinen aber, wird leicht zur Verminderung der Sorgfalt in der Auswahl und Behandlung derselben führen.

Das richtigste dürfte es sein, die so unregelmässig gestalteten Steine einen Winter hindurch ausfrieren zu lassen, wobei alle dem Auge sonst verborgenen Risse zu Tage treten. Die Ausscheidung der unbrauchbaren Steine, die Auswahl der übrigen nach Grösse und Beschaffenheit für das Aeussere oder Innere der Mauer, zu Eck-Krönungs- oder Wölbstücken kann dann in Ruhe vorgenommen werden.

In der Nähe des Steinbruchs ist eine Schmiede zur Reparatur des Gezähes und ein Pulverschuppen anzulegen.

Für den Bau, die Abnahme und die Benutzung des letzteren bestehen, ebenso wie für den Betrieb des Steinbruchs, gesetzliche Vorschriften, die zu beachten sind.

2. Das Mörtelwerk.

Die grosse Menge des zu bereitenden Mörtels und die erforderliche innige Mischung lässt maschinelle Hilfsmittel zu diesem Zwecke nothwendig und vortheilhaft erscheinen.

Mit annähernd gleich gutem Erfolg werden hölzerne oder eiserne Trommeln, liegend oder stehend, selbst rotirend oder mit Rührwerken versehen, oder auch Broyeure verwendet.

Die Anordnung der Sandlagerplätze, Trass-, Cement- und Kalkschuppen; der Steinquetschen, Sandwäschen und Siebe; der Trasskugelmühlen und Kalkgruben; der Mess- und Einwurfbühnen und endlich der Mischtrommeln und ihrer Schüttrinnen ist unter Benutzung der Thalhänge oder der Schüttung von Aushub und Abraum leicht so zu treffen, dass von den Anfuhrgleisen der Rohmaterialien bis zu den Abfuhrgleisen des fertigen Mörtels die einzelnen Bestandtheile den kürzesten Weg in der Richtung der Schwerkraft durchlaufen.

Cement kann Feuchtigkeit und längeres Lagern nicht vertragen, Trass nur insofern nicht, als dadurch die Mahlung und Aussiebung beeinträchtigt wird.

Der Kalk ist vor dem Ausdörren und dem Frost durch eine Sanddecke zu bewahren. Die Verunreinigung des Bachwassers durch Kalkbrühe hat die Vernichtung des Fischbestandes zur Folge. Die Mörtelbühne ist vor Wind und Regen zu schützen.

Gleichzeitig zum Abmessen und Heranschaffen der Bestandtheile des Mörtels dienen eisenbeschlagene Gefässe. Die abgemessenen Materialien werden entweder vor dem Einwurf in die Mischtrommeln roh vermengt oder aber unmittelbar im richtigen Verhältniss, schaufelweis eingegeben.

Die Arbeiter erlangen im letzteren Fall sehr schnell eine Uebung darin, die Theilhaufen so einzufüllen, dass sie gleichmässig und gleichzeitig aufgearbeitet sind. (Siehe auch Th. II Abb. 49 u. 50.)

Um die Aufmerksamkeit noch mehr auf dieses Ziel zu lenken, werden die Portionen mit Hülfe eines Zählbretts angeschrieben. Zur weiteren Kontrole mögen dann auch noch die gefüllten abgefahrenen Wagen, automatisch gezählt oder gewogen werden. Die Feststellung des Mörtelverbrauchs giebt, in Verbindung mit dem Bruchsteinverbrauch und dem Rauminhalt des hergestellten Mauerwerks, ein Bild des Arbeitsfortschrittes, der Leistungsfähigkeit der Maschinen, Transporteinrichtungen und Arbeiter, vor allem aber erlaubt er einen Schluss auf die Gleichartigkeit und das Raumgewicht des Mauerwerks.

Der Wasserzusatz zum Mörtel erfolgt aus einem Hahn oder einer Brause über der Einwurföffnung so spärlich als möglich. Die Steine dürfen nur eine sehr geringe Wasseraufnahmefähigkeit besitzen, es würde also durch das überschüssige Wasser nur ein rasches Schwinden des Mörtels und ein grosses Sackmass des Mauerwerks begünstigt werden.

Die Beschaffenheit des Sandes ist von wesentlichem Einfluss auf die Eigenschaften des Mörtels.

Er muss scharfkantig und rein sein und die Bestandtheile der Körner frei von zersetzbaren oder verwitterbaren Beimengungen. Da der Sandbedarf dem Gewicht nach jedenfalls die Hälfte der Gesammtmenge der Mörtelmaterialien übersteigt, kann es sich zur Ersparung von Transportkosten lohnen, einen in der Nähe der Baustelle befindlichen Sand, welcher nicht allen Anforderungen entspricht aufzubessern. Das kann durch Sieben, Waschen und Sieben, und Schlämmen geschehen.

Wasch- und Siebtrommel.

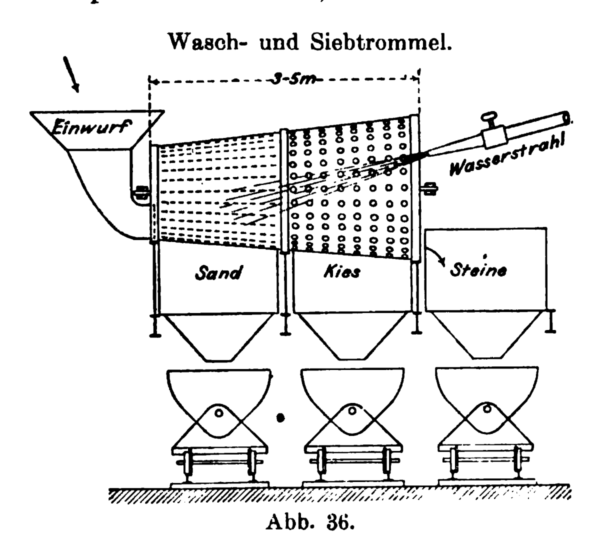


Abb. 36.

Eine sehr einfache Vorrichtung zum Waschen und Sieben besteht in einer Trommel von der Form eines abgestumpften Kegels aus durchlochtem Eisenblech. (Abb. 36.)

Dieselbe lässt sich überall aufstellen und es genügt eine sehr geringe Kraft um sie in Umdrehung zu versetzen (thierische oder menschliche Kraft). Mit zwei verschiedenen Durchmessern der Löcher erzielt man drei Sorten.

Während der Umdrehung wird ein kräftiger Wasserstrahl auf die durcheinander stürzenden Massen gerichtet. Die Stärke des Strahls und die Umdrehungszahl ist nach der Beschaffenheit des Rohmaterials zu regeln.

Ist nur eine Reinigung des Sandes erforderlich, so genügt ein Durcharbeiten im fliessenden Wasser eines Gerinnes mit verstellbarer Steigung. Doch verschleisst das letztere, selbst wenn es mit Eisen beschlagen ist, rasch und das Verfahren ist weniger ergiebig und gründlich.

Die Abfälle des Steinbruchs, in Steinbrechern, Stampfen oder Walzen zerkleinert, dienten in Virnwy, Tytam, am Lauchensee (Grauwacke) u. a. O. als Ersatz oder Zusatz bei mangelndem oder spärlichem natürlichen Sandvorkommen.

3. Stein- und Mörtelprüfungen.

Die Prüfung der Steine erstreckt sich auf Wetterbeständigkeit, Wasserdichtigkeit, Wasseraufnahmefähigkeit, specifisches Gewicht, Druckfestigkeit, Abnutzung.

Das Verhalten der meisten Bausteine in dieser Hinsicht ist genügend genau bekannt. (Siehe auch Hütte 1896 I S. 864 und f. S. 321 und 322.)

Nur bei zweifelhaften (geschichteten) Gesteinen sind Untersuchungen von einigem Werth.

In den Mittheilungen der Kgl. techn. Versuchsanstalt zu Charlottenburg vom Jahre 1892, 93 und 96 sind die Prüfungen der Steinproben aus dem Gebiete des Lenneschiefers für die Wupperthalsperren enthalten.

Es waren für eine Probe, um die Druckfestigkeit (lufttrocken und im wassersatten Zustande; nach 25maligem Gefrieren; gleichlaufend und senkrecht zur Schichtung), die Wasseraufnahme, die Abnutzbarkeit, das specifische Gewicht und das Raumgewicht prüfen zu können, 40 Würfel von 4 cm Seite, mit je 2 genau gleichlaufend und eben geschliffenen Flächen und 2 Würfel von 7,1 cm Seite erforderlich.

Die Abnutzung wurde mittelst einer Bauschinger'schen Schleifmaschine und Naxosschmirgel festgestellt. Die Kosten einer Probe betrugen rund 270 M.

Der Lenneschiefer besteht aus den mannigfaltigsten Modificationen und Uebergängen vom Thonschiefer zum Sandstein. Insbesondere ist der Grauwackenschiefer — ein Gestein von ausserordentlich schwankender Zusammensetzung und verschiedenfarbigem Aussehen — ein durch Aufnahme von Quarzkörnern und Glimmerblättchen gefestigter Thonschiefer. In den Varietäten, wo das kieselig-thonige, im Gegensatz zu dem kieseligen Bindemittel vorwaltet, ist er durch fein vertheilte Anthracitstäubchen dunkelgraublau gefärbt und sind dies diejenigen Bänke, welche unter der Verwitterung am wenigsten leiden.

Im Jahre 1896 wurden aus dem Beverbruch 3 Varietäten geprüft.

A. Ein Stein mit deutlicher, dünner Schieferung.

B. Ein nahe der Erdoberfläche entnommener, scheinbar amorpher Stein.

C. Ein durch Anthracitstäubchen dunkelgraublau gefärbter, scheinbar amorpher Stein.

Bezeichnung der Probe	Druck-Festigkeit			Specifisches Gewicht	Raum-Gewicht	Abnutzung		
	lufttrocken kgr/qcm	wassersatt kgr/qcm	nach 12 bis 15° C. Frost unt. Wasser kgr/qcm			in ccm	in gr	
A	1081	688	769	2,712	2,628	19,9 i. max. 10,3 i. min.	52,2 27	schiefrig
B	2338	2039	1993	2,693	2,580	6,7 6,6	17,3 16,9	Oberfläche
C	1554	998	1014	2,729	2,659	19,5 14,9	52,8 38,5	dunckelgraublau

Rissbildung und Zerstörung fielen zusammen. Gleichlaufend zur Schichtungsfuge, waren die Festigkeiten um mehrere 100 kgr/qcm kleiner als bei der Druckrichtung senkrecht dagegen.

Die Wasseraufnahme war bei den schiefrigen Steinen A am stärksten = 12/1000 auf 1 kgr Probegewicht und bei den Oberflächensteinen B am schwächsten 6/1000.

Die Oberflächensteine, welche nach den Prüfungsergebnissen als die besten erscheinen, zerfielen beim Lagern an der Luft binnen kürzerer denn Jahresfrist von selbst in splittrige Bruchstücke. Vermuthlich sprengt sie das sich oxydirende Eisen, welches sie enthalten und welches ihre Oberfläche schnell rostbraun färbt, auseinander.

Die Prüfungsergebnisse sind also mit umsomehr Vorsicht aufzunehmen, als überhaupt die Probesteine, welche sich zu Würfeln verarbeiten lassen, schon an und für sich besserer Qualität sind, und weil Schichtungsfugen, Inkrustirungen, Sprengrisse, welche die Qualität der „Bausteine“ herabziehen, in den Probewürfeln nicht hinreichend zur Geltung kommen. Die hohen Druckfestigkeiten haben nur insofern Werth, als andere schätzenswerthe Eigenschaften damit verknüpft zu sein pflegen. Im Uebrigen werden immer die bedeutend schwächeren Festigkeiten des Mörtels massgebend sein.

Auf die Eigenschaften des Mörtels ist daher der allergrösste Werth zu legen und man muss sich durch fortgesetzte Prüfung derselben, für sich allein und in Verbindung mit dem Baustein, die Ueberzeugung verschaffen, dass die Güte des Mörtels die gleiche bleibt. Ein guter Mörtel schützt auch einen schlechten Stein. Der Mörtel muss allen Anforderungen genügen, die an ein Bindemittel mit und ohne hydraulische Eigenschaften zu stellen sind.

Er muss vor allen Dingen ein wasserdichtes Mauerwerk gewährleisten und zu dem Zwecke auch an glatten und harten Steinen festhaften.

Da diesen Anforderungen verschiedene Mörtelmischungen mehr oder weniger entsprechen, so ist eine Auswahl derjenigen Materialien zu treffen, welche mit Rücksicht auf Preis und Transportkosten in Betracht kommen können.

Die Probekörper müssen auf dem Bauplatze, unter annähernd gleichen Umständen wie das Mauerwerk erhärten. Sand und Wasser derselben Beschaffenheit, wie für die Mauer in Aussicht genommen, sind zur Herstellung zu verwenden.

Nach den interessanten Versuchen von Pelletreau für die Sperre von Oued Atménia in Algier (V. congrès de navig. intérieur, Paris 1892) gaben gleichzeitig angefertigte Probewürfel, von denen ein Theil, während des Jahres 1890 an der Luft, während des Jahres 1891 unter Wasser erhärtete, 22,8 kgr/qcm Zugfestigkeit. Der andere Theil, welcher die Erhärtung in umgekehrter Reihenfolge durchmachte, ergab nur 19 kgr/qcm. Die Zusammensetzung des Mörtels war die in Frankreich vielfach erprobte von 400 kgr des hydraulischen Kalks von Theil auf 1 cbm Sand.

Das Jahr 1890 war regnerisch (Regenhöhe 92 cm) und litt wenig durch den Sirocco, das Jahr 1891 hatte nur 50 cm Regenhöhe und häufige Siroccostürme aufzuweisen. Aus diesen und ähnlichen Beobachtungen schliesst Pelletreau, dass wenigstens in Algier das Klima von wesentlichem Einfluss auf die Zugfestigkeit des Mörtels ist.*)

Dieser Schluss dürfte auch auf die übrigen Eigenschaften des Mörtels und andere Gegenden auszudehnen sein. Fecht hat sorgfältige Versuche mit

1. Reinem Cementmörtel,
2. Wasserkalkmörtel,
3. Cement und Trassmörtel, je mit Wasser- oder Weisskalkzusatz

unter Verwendung von Normalsand und gewaschenem Bau- (Doller-) Sand angestellt (Z. f. B. 1889 S. 248 u. ff.). Die Proben erstreckten sich auch auf den Erhärtungsvorgang und das Anhaften an den Stein und die Kosten wurden berücksichtigt.

Die reinen Cementmörtel waren theuer. Bei höherem Sandzusatz (1 : 5) erwiesen sie sich als porig und von ungenügender Adhäsion (festgestellt durch Auseinanderreissen zweier zusammengekitteter Steine).

Reiner Wasserkalkmörtel (bessere, deutsche Wasserkalke und chaux du Theil wurden nicht untersucht) war in Folge seines langsamen Abbindens unter Wasser unbrauchbar.

Die Mischungen zu 3. zeigten annähernd gleich gute Eigenschaften. Am billigsten stellte sich eine Mischung von

In Raumtheilen		In Gewichtstheilen
1	Dyckerhoff-Cement	1
4	Wasserkalk aus Ruprechtsau	2
10	gewaschenem Dollersand	10

Beim Altenweiher hat man ebenfalls Cement-Wasserkalkmörtel, aber in fetteren Mischungen verwandt, nämlich von der Mauerkrone nach den Fundamenten zu in folgenden Abstufungen (Raumtheile).

Cement	Hydraul. Kalk	Sand
1	3	7
1	2	6
1	$1^1/_2$	5
1	1	$3^1/_2$
1	$^1/_2$	$2^1/_2$

Die Versuche bei der Remscheider Thalsperre erstreckten sich vorwiegend auf Mischungen aus Plaidter Trass (Nettethal) mit Rheinsand, Wasser- und Fettkalken (Z. d. V. deutsch. Ingen. Bd. XXXIX).

Sie führten dort zur Anwendung eines Mörtels von 1 Fettkalkbrei, $1^1/_2$ Trassmehl und 1 Rheinsand (Raumtheile), welcher gegenüber den besseren in Holland gebräuchlichen Mischungen von 1 Kalk, $1^1/_2$ Trass,

*) Es lässt sich annehmen, dass auch die Festigkeit des Mörtels, ebenso wie die der Steine (S. 69), im wassersatten Zustand sich verringert.

$^1/_2$ Sand nach Versuchen der Kgl. Versuchsanstalt in Charlottenburg, eine grössere Festigkeit und eine geringere Neigung zum Rissigwerden an der Luft zeigte.

Die Wasserdichtigkeit wurde an Platten von 7,1 cm Durchmesser und 2,28 cm Stärke unter 2—$2^1/_2$ Atmosphären Druck nachgewiesen.*)

Bei der Füelbeke und der Heilenbeke, die etwas später im Lennegebiet angelegt wurden, ist der Sandzusatz auf $1^1/_2$, bei der Beversperre auf $1^3/_4$ erhöht worden.

Die Versuche ergaben, dass für Zusätze von 2 bis $2^1/_4$ Theilen Sand zu 1 Theil Fettkalkteig und $1^1/_2$ Theile Trass die Festigkeitszahlen noch zunahmen und die Dichtigkeit der Versuchsplatten nicht nachliess.

Diese günstigen Ergebnisse wurden namentlich bei Erhärtung der Probekörper unter Wasser erzielt und dementsprechend eine beständige Annässung des Mauerwerks vorgeschrieben.

Für die Beversperre wurde folgende Mischung benutzt:

100 l Fettkalk in butterweichem Zustande	≅	126 kgr
150 l Trass in pulverförmigem Zustande	≅	138 „
175 l Sand vom Vorrathshaufen (Rheinsand)	≅	255 „
An Wasserzusatz erforderte dieselbe		15 „
		534 kgr

Sie ergab 280 l Mörtel gleich der Füllung einer Mischtrommel.

Für die Prüfungen in der technischen Versuchsanstalt Charlottenburg waren

50 kgr Kalkbrei (oder 30 kgr gebrannter Kalk),
75 „ Trasspulver,
100 „ Rheinsand erforderlich.

Die Prüfung ergab nach 6 Wochen folgendes:

Mischung in Raumtheilen	Specif. Gewicht	Festigkeit i. M. aus 10 Versuchen	Zug kgr/qcm	Druck kgr/qcm	Bemerkung
1 Fettkalkteig	2,042	Höchste	23,4	119,6	Die Proben erhärteten
$1^1/_2$ Trassmehl	bis	Kleinste	17,3	100,6	zwei Tage an der Luft, die
$1^3/_4$ Rheinsand	2,093	Mittlere	21,2	108,9	übrige Zeit unter Wasser.

Die Festigkeiten zeigten bei späteren Prüfungen keine erhebliche Zunahme. Die Platten von 7,1 cm Durchm. und 2,28 cm Stärke standen unter 2,5 atm. Wasserdruck dicht.

Das Prüfungsverfahren kostete 180 Mk.

10 t Trass kosteten an Ort und Stelle 168 Mk.

10 t Gruitener Kalk kosteten 80 Mk. und ergaben gelöscht rund 25 cbm.

1 cbm Sand kostete frei Bauplatz rund 8 Mk.

333 l Mörtel pro cbm Mauerwerk kosteten einschliesslich Fracht und Herstellungskosten rund 6 Mk.

Die Mauern der Vogesensperren zeigten nicht unbeträchtliche Sickerungen und Sinterungen. Dieselben beeinträchtigten bei dem

*) Siehe auch Centralbl. 1898. S. 162.

wetterfesten Steinmaterial die Standfestigkeit nicht, auch zeigt die Erfahrung, dass sich allmählich die Mauerwerksporen verstopfen. (Fecht schreibt dies der Ausdehnung des Mörtels beim Erhärtungsprozess zu.)

Der Trassmörtel gewährleistet gleich von Anfang an eine grössere Dichtigkeit. Daher ist er auch bei der in den Jahren 1889 bis 1894 erbauten Vogesensperre, dem Lauchensee, im Mischungsverhältniss von gleichen Theilen Trass und Fettkalk mit 3 Theilen Mahlsand aus Grauwacke zur Anwendung gekommen.

Trasskalkmörtel hat neben seiner Dichtigkeit noch andere Vorzüge.

Er ist billig, ein verhältnissmässig guter Luftmörtel und seine Elasticität verhindert selbst bei erheblichen Bewegungen im Mauerwerk Rissbildungen. Der Trass lässt sich ohne an Güte zu verlieren und ohne besondere Vorsichtsmassregeln lange aufbewahren, der angemachte Mörtel bleibt 24 Stunden und darüber brauchbar und sein langsames Abbinden im Verein mit seinem plastischen Verhalten lässt das Arbeiten und den Materialtransport auf dem frischen Mauerwerk bis zu einem gewissen Grade unbedenklich erscheinen.

Die letzteren Eigenschaften sind bei Thalsperrenbauten deshalb wichtig, weil häufige Arbeitsunterbrechungen durch schlechtes Wetter zu befürchten sind und weil Gerüste, Hebe- und Versetzvorrichtungen für die Werksteine erspart werden.

Kalk, Cement, Kalk von Theil und andere Wasserkalk-Mörtel bilden auf der Luftseite der Sperrmauern schneeweisse Sinterungen, welche eine Auslaugung des Mörtels erkennen lassen.

An der Gileppe, an der Alfeldmauer, an der Sperre von Ternay (Bouvier) und vielen anderen wurde diese Erscheinung beobachtet. An der letztgenannten erneute sich der Kalkanflug (der Mörtel bestand aus 400 kgr Kalk von Theil auf 1 cbm Sand), nachdem er entfernt worden war.

Die Sinterbildung findet m. E. ihre Erklärung in einem Aufsatz des Inst. of Civil Eng. Paper 2592 und 2373, 1891/92 (Centralbl. 96 No. 51). In dem, beim Abbinden des Cementes (Kalk von Theil) sich bildenden, alkalischen Wasser scheidet sich ungefähr $^1/_8$ des in demselben enthaltenen Kalkes als Kalkhydrat krystallinisch aus. Dasselbe wirkt wenig verkittend und sucht sich zu verbinden. Ein solches Bestreben findet bei dem mangelnden Zutritt von Luft und Wasser in dem dicken Sperrmauerkörper nur langsam und unvollkommen Befriedigung. Ehe das Kalkhydrat in Verbindungen übergegangen ist, werden die Sinterungen nicht aufhören. Michaelis schlägt vor, durch Trasszusatz die Bildung von Hydrosilikat in die Wege zu leiten. Trass braucht zum Abbinden Kalk, die Versuche sprechen dafür, das ausgeschiedene Kalkhydrat auf diese Weise festzulegen. Ein Zusatz von Trass zu Cementmörtel erscheint um so räthlicher, als der letztere, um seine Verarbeitung zu erleichtern und ihn geschmeidiger zu machen, um das Abbinden zu verzögern und um Kosten zu ersparen, mit Kalk vermischt verwendet zu werden pflegt. Der Ueberschuss an Kalkhydrat wird also dadurch noch bedeutender.

Die mit Trassmörtel hergestellten rheinisch-westphälischen Thalsperren zeigen keine Sinterbildung. Der reichliche Zusatz von Trassmehl im Verhältniss zum Kalk, die feine Mahlung des ersteren und die innige Mischung beider, schloss diese Gefahr aus.

Die überreichlichen und anhaltenden Sinterbildungen an der Gileppe finden ihre Erklärung in dem geringen Trasszusatz (1 Theil Trass auf 5 Theile hydraulischen Kalk und 4 Theile Sand) und in der Stärke der Mauer. Eine Drainage derselben, wie sie bei dem Virnwy- und Tytamdamm, auch bei einigen deutschen Sperren ausgeführt ist, würde den m. W. nicht hervorgehobenen Vorzug gehabt haben, eine Luftcirculation im Innern der Mauer zu gestatten, und wesentlich zur raschen und vollkommenen Erhärtung des Mörtels beigetragen haben.

In der Beschreibung der Remscheider Thalsperre wird wiederholt hervorgehoben, dass merkbare Sackungen nicht eingetreten seien. Das entspricht den Wahrnehmungen an der Beversperre nicht, wo in der kurzen Zeit von 8 Wochen auf 3,0 m Mauerhöhe Sackungen von i. M. 12 mm beobachtet wurden.

Gerade das langsame, unschädliche Sacken ist, solange nicht Fröste zu befürchten, ein grosser Vorzug des Trassmauerwerks. Der Mörtel blieb bis zu 14 Tagen und länger plastisch, so dass die neu aufgebrachten Mauerlasten Gelegenheit hatten, den Mörtel zu verdichten und in Hohlräume und an die Flächen losgerüttelter Steine zu drücken.

Der Charakter des Bruchsteinmauerwerks bringt es mit sich, dass die Zusammenpressung und mithin auch die Dichtigkeit, je nach Lage und Gestalt der einzelnen Steine, verschieden und geringer als bei regelmässiger Form der Steine ist. Diese Uebelstände werden durch Verwendung rasch abbindenden Mörtels verschärft.

Die „Glätte“ des Trassmörtels, welche seine Verarbeitung ausserordentlich erleichtert, hat bei geneigter Unterstützungsebene den Nachtheil, dass die Steine rutschen.

Ferner „fasst“ der Trassmörtel glatte und harte Steinflächen, namentlich im Anfang der Erhärtung nicht gehörig und löst sich leicht von ihnen ab.

Der Trasslieferanten sind wenige und sind dieselben als zuverlässig bekannt. (Es kommen nur die Brüche des Nettethales in Betracht, die des Brohlthales sind weniger empfehlenswerth.)

Trotzdem sind fortgesetzte Materialprüfungen unerlässlich, da die Eigenschaften der Bänke im Trassbruch wechseln und man dem Pulver seine Eigenschaften nicht ansehen kann.

In den „Mittheilungen aus den Königlichen technischen Versuchsanstalten zu Berlin“ XIV. 1896, 4 ist ein einfaches, auch für die Baustelle verwendbares Verfahren für die Trassprüfung angegeben.*)

Bei grösseren Ausführungen wird der Trass auch in Blöcken bezogen, bei welchen die Färbung (blauer Plaidter Trass) und das scharfkantige Aussehen der Bruchflächen eine Verwechselung oder Untermischen mit sogen. taubem Trass ausschliesst.

*) Siehe auch „Deutsche Bauzeitung“, 1897.

Die Feinheit des Trasses wird durch Wägung einer beliebigen Menge des Pulvers und Wägung des Rückstandes nach dem Aussieben auf einem Sieb von vorgeschriebener Maschentheilung bestimmt. Bei der Beversperre durfte der Rückstand auf einem Siebe von 900 Maschen pro qcm nicht mehr als 20 % der ursprünglichen Gewichtsmenge betragen.

Bei der Prüfung des Cementes ist hauptsächlich darauf zu achten, dass derselbe nicht treibt.

Die Prüfung sämmtlicher Mörtelmaterialien vor dem Gebrauch erfordert die Aufspeicherung grosser Vorräthe, weil geraume Zeit vergeht, ehe die Prüfungsergebnisse vorliegen. Eine solche umfangreiche Prüfung ist wegen der damit verknüpften Kosten und der Gefahr der Verschlechterung empfindlicher Materialien selten möglich.

Trotzdem sollte man von einer Prüfung überhaupt während des Baues nicht absehen, wenn dieselbe auch nur bestätigt, dass die verbrauchte Mörtelmischung tadellos gewesen ist.

Bei irgend welchen Zwischenfällen ist es schon von Werth, zu wissen, dass die Schuld am Mörtel nicht liegt.

Der Mörtel ist endlich auch im Zusammenhang mit dem Baustein, also in gemauerten Probeklötzen auf den Erhärtungsvorgang, das Haften an den Steinflächen, die Wasserdichtigkeit, den Verbrauch für die Raumeinheit des Mauerwerks und das davon abhängige Gewicht desselben zu untersuchen. Solche Klötze sind, wie erwähnt, vor oder bei dem Beginn des Baues in genügender Anzahl herzustellen.

Der Verbrauch an Mörtel hängt von der Grösse und Regelmässigkeit der Steine und der Sorgfalt der Arbeit ab. Zwar drückt ein grosser Verbrauch das Raumgewicht des Mauerwerks herab, doch sollte nicht zu ängstlich auf Sparsamkeit in dieser Beziehung hingewirkt werden.

Das Raumgewicht wurde für die Sperre der Mouche sehr sorgfältig an einem 4 cbm haltenden Probeklotz auf einer Brückenwaage zu 2147 bis 2161 kgr pro cbm festgestellt. Das Gewicht schwankte mit dem Feuchtigkeitsgrad des Mauerwerks. Der Mörtelverbrauch betrug im Ganzen nach den Aufzeichnungen am Mörtelwerk 42% für den cbm Mauerwerk in einer Mischung von 350 bezw. 390 kgr Kalk von Theil auf den cbm Sand.

Krantz rechnet:

0,67 cbm Bruchstein, Granit oder dichten Kalkstein	à 2500 kgr	= 1675 kgr
0,33 „ Mörtel	à 1900 „	= 627 „
Der cbm Mauerwerk wiegt daher		2302 kgr

Nach Pochet vermindert sich das Gewicht bei weniger dichtem Kalkstein auf 2150 kgr/cbm. Pelletreau ermittelte das Gewicht des Granit-Bruchsteins für die Sperre von Ternay zu 2620 kgr/cbm, das des Mörtels nach der Austrocknung zu 1970 kgr/cbm.

Er rechnet auf den cbm Mauerwerk

0,60 cbm Bruchstein	1572 kgr
0,40 „ Mörtel	788 „
1 cbm Mauerwerk wiegt daher	2360 kgr

Fecht fand das geringste Gewicht des verwendeten Syenitgranits zu 2666 kgr/cbm und legte den an Probeklötzen festgestellten Meistverbrauch an Mörtel von 30 % (derselbe schwankte für die Mauer zwischen 23 und 30 %) zu Grunde. Das Einheitsgewicht des Mauerwerks betrug danach 2444 kgr/cbm. Für die Berechnung wurde der Sicherheit halber nur 2420 kgr/cbm angenommen.

An der Remscheider Sperre sollen nach Angabe des bauleitenden Ingenieurs 42 % des Mauerinhalts an Mörtel verbraucht worden sein und das Gewicht wurde zu 2400 kgr für den cbm Mauerwerk angenommen. Bei der Beversperre betrugen diese Zahlen 33 % und 2300 kgr/cbm. Der cbm Mörtel wog nicht ganz 1900 kgr. Es wurden bei der Anfertigung des Probeklotzes von 2 cbm Inhalt 3650 kgr Bruchsteine und 990 kg Mörtel verwandt = 4640 kgr i. G. Beim Abbruch nach 4 Monaten ergab sich ein Gesammtgewicht der Mauertrümmer von 4540 kgr.

Danach wog der cbm Mauerwerk

im frischen Zustande	2320 kgr
nach 4 Monaten	2270 „
der Gewichtsverlust betrug	50 kgr

Im Falle des Mangels einer Brückenwaage auf der Baustelle und der Unzerstörbarkeit des Mauerklotzes dürfte ein ungleicharmiger Hebel zur Feststellung des Gewichts gute Dienste leisten.

4. Die Betriebseinrichtung des Bauplatzes.

Die zweckmässige Betriebseinrichtung des Bauplatzes ist nicht nur in Bezug auf die Kosten, sondern auch für die Tüchtigkeit der Ausführung von Bedeutung.

Die Disposition über Zeit und Art der Anfuhr, Lagerung und Verarbeitung der Materialien, eine geschickte Benutzung aller Vortheile der Oertlichkeit für die Versorgung des Bauplatzes mit Kraft, Wasser, Licht; die Abführung des Bachwassers; die Vertheilung des Aushubs und Abraums; die Trockenlegung der Baugrube; die Ausrüstung mit Transportmitteln, Werkzeugen und Maschinen; die Beaufsichtigung und Vertheilung der Arbeiten, letztere mit Rücksicht auf die Jahreszeiten und den rechtzeitigen Einstau des Beckens, kann nur auf Grund einer genauen Ueberlegung des Bauvorgangs erfolgen.

Ein Theil aller Massnahmen wird für die ganze Dauer der Bauzeit, ja für den endgültigen Zustand zu treffen sein, während andere Zug um Zug den Baufortschritten folgen.

a) Zufuhrwege.

Die Ausgangspunkte für die Zufuhrwege: der Bahnhof, die Hauptlandstrasse, der Steinbruch, die Sandgrube sind gegeben. Das Endziel ist der Bauplatz auf der Thalsohle oder an einem der Hänge; thalwärts oder bergwärts der Mauer. Zwischen letzteren Punkten und der Tracirung der Zufahrtswege wird eine Wechselwirkung bestehen.

Die Unterhaltungspflicht der Strasse, ihre Benutzung zur Verlegung von Gleisen, Wasser-, Kraft-, Telephon-, Telegraphenleitungen ist ins Auge zu fassen. Die Transportmittel, Lokomotive, elektrische-, Pferde-, Drahtseilbahn, Landfuhrwerk sind mit Rücksicht auf lange Rüsthölzer, schwere Werkstücke, Rohre, Schieber, Maschinentheile nach vergleichendem Kostenanschlag zu wählen.

Die Gesichtspunkte, welche für die Lage und Ausrüstung des Steinbruchs in Betracht kommen, sind erwähnt. Die Steinwäsche, die Lagerplätze und Arbeitsschuppen sind auf dem Wege zwischen Steinbruch und Mauer anzuordnen. Die Anfuhr ist ins Gefälle zu legen, Rücktransporte und verlorene Steigungen zu vermeiden.

Aehnliches gilt für etwaige Kalkbrüche (Oefen) und Sandgruben (Waschen und Sieben). Für den Transport aus dem Beckeninnern nach der Mauer ist in späteren Zeitabschnitten grösserer Sperrenbauten der Stausee selbst benutzt worden, die Regel wird Gleis oder Drahtseil-Transport bilden.

Die Entnahmestollen sind häufig zur Verbindung mit dem Beckeninnern bei anwachsender Mauer offen gehalten worden.

b) Gruppirung der maschinellen Anlagen.

Die Pumpenanlage zur Trockenhaltung der Baugrube ist wohl kaum anders unterzubringen, als auf der Thalsohle. Hier, luftseitig der Mauer, ist der gegebene Ort für das Mörtelwerk, sofern daselbst hochwasserfreier Platz vorhanden oder durch Anschnitte, Anschüttungen oder Dämme geschaffen werden kann.

Dorthin lässt sich die Anfuhr i. A. am leichtesten bewerkstelligen, von dort aus wird der fertige Mörtel ohne Verluste an mechanischer Arbeit, nicht höher als gerade die jeweilige Mauerhöhe verlangt, emporzuheben sein.

Es wäre verfehlt, alle Mörtelmaterialien erst bis zur Kronenhöhe der Mauer emporzuheben, um sie dann als fertigen Mörtel wieder herabzulassen.

Gewährt freilich der enge, tiefe Thalquerschnitt nicht den genügenden Raum oder kommt der grösste Theil der Materialien auf der Höhe an, so ist mit der Anordnung des Mörtelwerks daselbst eine gewisse Zersplitterung der Aufsichts-, Arbeits- und Maschinenkräfte in den Kauf zu nehmen.

Um die Mörtel- und Pumpenanlage in der Thalsohle, welche des maschinellen Antriebs nicht entrathen können, gruppiren sich zweckmässig alle übrigen Anlagen. Die Lagerschuppen und Plätze,

die Mörtelaufzüge, die elektrische Beleuchtung, die Wasserförderung für Bauzwecke, eine Sägemühle für Rüsthölzer, eine Reparaturwerkstätte, die Büreau's und die Unterkunftsräume für Arbeiter.

c) Wasser-Kraft- und Lichtversorgung.

Eine Wasserleitung ist für den Bauplatz einer grösseren Thalsperre ein unabweisbares Bedürfniss.

Das Leitungswasser wird zur Mörtelbereitung, zur Sand- und Steinwäsche, zum Annässen und Reinigen der Mauer- und Felsoberfläche, zur Speisung der Kessel gebraucht. Es kann aber auch als Kraftquelle zum Betriebe hydraulischer Motoren, Aufzüge, Ejektoren, Bohrmaschinen und dergl. ausgenutzt werden. Man wird dahin trachten, die für die endgültige Anlage nothwendigen Einrichtungen schon für die Wasserversorgung des Baues zu verwerthen. Als solche kommen diejenigen für die gesonderte Gewinnung von Quellwasser, ferner die Klär- und Ablagerungsbecken oberhalb des Stausee's und an den Einläufen der Wildbäche; die Umfluthkanäle, die Zuleitungsstollen und Hangkanäle, welche das Wasser benachbarter Niederschlagsgebiete heranführen, in Betracht. Man hat aber auch, um einen beständigen Zufluss zu sichern und den Bauplatz gegen plötzliche Hochfluthen zu schützen, provisorisch kleinere Absperrwerke oberhalb errichtet.

Verursacht eine geschlossene Leitung zu hohe Kosten oder ist der Leitungsdruck nicht ausreichend, so ist ein besonderer Motor erforderlich, um das Wasser auf die gewünschte Höhe der Thalhänge in hölzerne, eiserne oder gemauerte Ausgleichbehälter zu heben. Wenn irgend möglich, wird man sich zum Betriebe der Wasserkraft bedienen. Eine vorhandene Mühle bietet vielleicht Gelegenheit, alle Einrichtungen zur Kraftgewinnung fertig zu erwerben.

Bei Gefahr einer zeitweisen Unterbrechung des Betriebs wegen Wassermangel ist freilich die Schwierigkeit der Heranschaffung einer Lokomobile in's Gebirge nicht zu umgehen. Trotzdem ist die Mitarbeit des Wassers werthvoll, weil die Kohlentransporte sich vermindern und ein Ersatz für die Dampfmaschine während deren Ausbesserung und Reinigung geschaffen wird.

Ist nun einmal die Aufstellung besonderer Motoren erfolgt, so kann statt der Wasserleitung, soweit sie zur Kraftübertragung dient, die elektrische Kraftübertragung, welche gleichzeitig eine Lichtquelle ist, in Frage kommen.

Der Elektromotor passt sich jeder Betriebsänderung leicht an, ist mit geringen Vorkehrungen zu transportiren, aufzustellen, zu schützen und von ungeübten Leuten zu bedienen. Der Auswechselung bei stärkerem Kraftbedarf gegen einen andern und der späteren Verwerthung nach Beendigung der Arbeit stehen keine Schwierigkeiten entgegen.

Wenn es sich auch nicht empfiehlt, die eigentlichen Mauerarbeiten bei elektrischem (oder anderem künstlichen) Lichte auszuführen,

so bleiben doch eine Menge Verrichtungen übrig, welche bei Beleuchtung vorgenommen, den Baufortschritt wesentlich beschleunigen: Die Steinbrucharbeiten, die Anfuhr der Materialien, die Reinigung und das Annässen der Mauer, das Umlegen der Zufahrtsgleise, Laufstege, Rüstungen u. s. w.

Die Verwendung von Elektromotoren hat sich bei der Beversperre im Betriebe durchaus bewährt. Sie kommt namentlich dann in Frage, wenn sich eine Zusammenlegung der maschinellen Anlagen nicht bewirken lässt.

d) Abführung des Bachwassers.

Jeder Thalsperrenbau hat mit dem Wasser desjenigen Baches zu kämpfen, dessen Lauf er absperren soll. Die Trockenhaltung der Baugrube ist um so einfacher, je flacher die Depressionsmulde des Grundwassers und je spärlicher ihre Speisung.

Das Gewässer ist daher genügend weit oberhalb des Bauplatzes sicher abzufangen und in dichtem Gerinne soweit zu leiten, dass der Rückstau die Baugrube nicht erreicht.

Da die Vorkehrungen zur Abführung des Bachwassers in der Regel während des grössten Theils der Bauzeit stehen bleiben müssen, vollzieht sich die Kreuzung oder Umgehung der Baugrube am wenigsten störend unter Benutzung der Entnahmestollen. Der Errichtung der



Beversperre. Ueberführung des Baches. Aushub der Baugrube.



Abb. 37.

Gileppe, der Sperren von Nuovo Puentes, Virnwy u. a. ging die Herstellung der späteren Entnahmestollen durch die Thalwand zur Abführung des Bachwassers voraus. Ist beabsichtigt die Entnahme durch die Mauer zu legen, so wird der Bachanschluss mit Rücksicht auf

Grundriss und Höhenlage derselben anzuordnen sein. Für die Alfeld-Remscheider- und Bever-Sperre dienten hölzerne Aquadukte zur Ueberführung des Wassers über die Baugrube. Bei letzterer war der Aquadukt zugleich als Steg ausgebildet und lag derart, dass ihn später der Entnahmestollen umhüllte, also eine Verlegung des Bachlaufs vermieden werden konnte. (Abb. 37, 49, 50, 55.)

Beim Bau des New-Croton-Dammes ist der Fluss durch Dämme in einen am Felsen des Thalhangs ausgearbeiteten Kanal gedrängt worden. Er schloss die Baugrube wie eine Halbinsel ein. (Siehe Th. II Abb. 52.)

Für die Titicussperre wurde ein Damm oberhalb des Bauplatzes geschlagen und das Wasser in einem hölzernen Gerinne gleichfalls seitlich abgeführt. (Th. II Abb. 42 und 47.)

Der Querschnitt und das Gefälle der Bachableitung ist auf Hochwasser einzurichten, um Verwüstungen des Bauplatzes und Verschlammungen der Baugrube und des Mauerwerks hintanzuhalten.

Ausserdem dürfte ein Ueberfall in Gestalt einer Mauerlücke, wenigstens während der Jahreszeit der Hochfluthen, offen zu halten und der Fuss desselben durch ein wohlbefestigtes Sturzbett zu sichern sein. Die übrige jeweilige Maueroberfläche wird dadurch vor dem Ueberströmtwerden bewahrt.

e) Der Aushub und die Trockenlegung der Baugrube. Die Vertheilung des Aushubs und Abraums.

Die Schnittpunkte der vordern und hintern Begrenzungslinien der einzelnen Mauerprofile mit dem festen Felsen, geben verbunden die Gründungsfläche der Mauer im Grundriss.

So sorgfältig nun auch durch Schürfungen und Bohrungen die Felsoberfläche festzustellen versucht worden sein mag, so hat doch bei den meisten Thalsperren die Erfahrung gelehrt, dass in der vollständig frei gelegten Baugrube unter und neben anscheinend festem Gestein sich morsche Bänke, Klüfte, Spalten, Verwerfungen befanden.

Der unvermittelte Wechsel in der Beschaffenheit des Felsens machte, wegen der strengen Anforderungen, welche für das Fundament einer Thalsperre gestellt werden müssen, eine bedeutend grössere Tiefenlage und Ausdehnung der Gründungsfläche nothwendig als vorausgesehen war. Damit wachsen die Kosten des Aushubs und des Mauerwerks. Ein endgültiger Anschlag hierfür sollte daher, wie Fecht räth, nicht aufgestellt werden, ehe der brauchbare Felsen blosgelegt und hergerichtet ist. Die gleichen Schwierigkeiten verfolgen

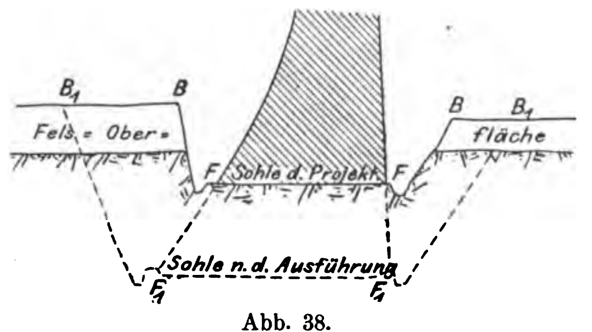


Abb. 38.

den Ingenieur auf den Bauplatz. Die Unsicherheit über den Fusspunkt F (Abb. 38) der Ausladung des Mauerprofils überträgt sich auf die Absteckung der oberen Böschungskante B der Baugrube.*)

Die Vortheile einer geräumigen Baugrube überwiegen indessen meist diejenigen einer sehr ungewissen Ersparniss an Mehraushub und einer etwas leichteren Zugänglichkeit der Mauer vor der Verfüllung. Daher sind die Böschungen flach, die Entfernungen der Punkte B von der Mauer, reichlich anzusetzen.

Die Einstürze der Böschungen oberhalb des Felsens, veranlasst durch Sickerwasser, die Atmosphärilien oder gar das Winterhochwasser und den Frost kosten Zeit und Geld, verunreinigen die Mauerflächen und beeinträchtigen Arbeiten, welche sich oft erst im Laufe des Baus als nothwendig herausstellen. Bei bedeutenderem Wasserandrang, welcher namentlich von der Bergseite und oberhalb des Felsens zu erwarten ist, muss schon deshalb ein genügender Zwischenraum zwischen der Baugrubenwand und der Mauer bleiben, um dort eine Sammelrinne anzuordnen, welche das Wasser nach den Pumpensümpfen abführt. Derart kann das frische Mauerwerk ohne Gefahr des Ausspülens oder Verschlammens angesetzt werden.

Eine solche Rinne ist auch thalseitig erforderlich und es müssen demgemäss, wenn man nicht die Gleichartigkeit der Mauer durch eine zeitweilige Lücke oder Verbindungsleitung gefährden will, auch zwei oder mehrere Pumpen in Thätigkeit sein. (Abb. 37.)

Heberleitungen, etwa von der wasserseitigen nach der luftseitigen Rinne sind den Arbeiten auf der Mauer im Wege und ihrer Länge und der Ungleichmässigkeit der zu bewältigenden Wassermassen halber nicht sehr zuverlässig. Die Entwässerung der Baugrube durch thalabwärts führende Schlitze kann nur bei geringer Tiefe der Alluvionen und starkem Gefälle der Thalsohle gelingen. (Vogesensperren.)

Der Aushub der Baugrube durch Excavatoren oder Bagger wird bei den ungünstigen Höhen und Bodenverhältnissen und den unbedeutenden Massen selten lohnend sein, es sei denn, dass ausserdem noch umfangreiche Schüttungen oder die Sandgewinnung die Einstellung solcher Maschinen erforderlich machen. (Amerik. Indische Dämme.)

Dagegen dürften die, für den Transport der Mauermaterialien nach der Baustelle und auf die Mauer erforderlichen Lokomotiv- und Drahtseilbahnen, die Mörtelaufzüge, Bremsberge und Krahne, sammt ihren Motoren für diesen Zweck gleich anfangs zu beschaffen und auszunutzen sein. (Siehe Abb. 37.)

---

*) Die Gründungssohle der Mouche-Sperre (Siehe Th. II Abb. 28) liegt auf dem rechten Ufer 21 m unter Erdoberfläche. Das rechnungsmässige Mauerprofil hört indessen schon 10 m unter Erdoberfläche auf und ist durch eine Dossirung 1 : 13 ersetzt. Die Begründung dieser Massnahme damit, dass Wasser in solcher Tiefe seinen Druck verliert, dürfte richtiger lauten: die Verfüllungs-Erde wirkt in dieser Tiefe solidarisch mit der Mauer.

In ähnlicher Weise hat man von vornherein das Profil der Crotonmauer beschnitten und eine rechnungsmässig bedeutende Erhöhung der Pressungen der luftseitigen Fundamentkante zugelassen. Dieselbe lief nach dem theoretischen Profil so spitz aus, dass ihre zweifelhafte Haltbarkeit den Mehraufwand an Aushub und Mauerwerk nicht zu rechtfertigen schien. (Siehe Theil II Abb. 54.)

Die Schwierigkeit bei dem Aushub von Hand wird in dem Herausschaffen der gelösten Massen aus der Baugrube gefunden werden, weil eine Rampenentwicklung selten möglich oder lohnend ist. Daher leisten namentlich die Hebezeuge erspriessliche Dienste.

Je grösser die Massen, je sorgfältiger ist die Abfuhr zu überlegen, um mit den geringsten Steigungen auszukommen; doppelten Transport, Gerüstbrücken u. s. w. zu vermeiden. Unter Anwendung der gehörigen Vorsicht kann der Aushub steiler Hänge von der jeweiligen Maueroberfläche aus erfolgen und das gewonnene Material sofort zur Hinterfüllung benutzt werden.

Ueberhaupt ist bei der Disposition über den Aushub die fertige Gestaltung der Umgebung des Bauwerks im Auge zu behalten.

Zur Hinterfüllung besonders geeignete (thonige) Bodenmassen, Steintrümmer für die Befestigung der Wege und Böschungen sind auszusetzen.

Die Ablagerung der Massen (auch des Steinbruchs) innerhalb des Beckens giebt, bei dem grossen Rauminhalt, zu Bedenken keine Veranlassung.

Bei grösseren Bauausführungen sollten alle Ueberlegungen über den Gang und die Vertheilung der Arbeiten an der Hand von genauen Ueberdrucksplänen der nächsten Umgebung des Bauwerks mit Höhencurven in geringen Abständen vorgenommen werden.

Die Pläne sind durch Eintragung aller Festpunkte, Bauwerke, Leitungen, Wege, Wasserläufe, Anschüttungen u. s. w. auf dem Laufenden zu erhalten.

5. Die Gestaltung der Gründungsfläche der Mauer.

Die Mauer wird in den Felsen eingelassen. Es ergiebt sich dies ganz von selbst, da die oberen Schichten desselben als unzuverlässig und undicht entfernt werden müssen. (Abb. 37 und 39.)

Die Gründungssohle ist wasserseitig im Grossen und Ganzen etwas tiefer zu halten als luftseitig und ihre Entwässerung dorthin zu lenken, wo ohnedies der grösste Wasserandrang zu erwarten ist. Das erleichtert auch die Reinigung, erschwert eine Verschiebung der Mauer in der Richtung des Wasserdrucks und vermehrt die Bürgschaft dafür, dass gerade an der wichtigen, wasserseitigen Fuge zwischen Baugrund und Mauerwerk der gesunde Fels wirklich freigelegt ist. Die tiefere Lage an dieser Stelle wird mit einem geringeren Mehraufwand an Aushub und Mauerwerk erkauft, weil die Wasserseite des Querschnitts nur bei höheren Mauern eine geringe Ausladung zu zeigen pflegt. Innerhalb der Gründungsfläche sind glatte Felswände aufzurauhen, um das Einbinden des Mauerwerks zu erleichtern, andererseits grössere hervorspringende Zinken zu beseitigen, welche seine Gleichartigkeit stören würden.

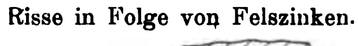


Abb. 39.

Solche könnten auf den ersten Blick als willkommenes Widerlager erscheinen. Sie wirken aber wie ein Keil innerhalb des Mauerwerks, welches sich an ihnen aufhängt und reisst. (Abb. 40.)

Wird auf eine Gewölbewirkung der Mauer gerechnet, so sind namentlich in flache Thalhänge radiale, abgetreppte Widerlager einzuarbeiten. (Gileppe.)

Die angedeutete Oberflächengestaltung der Gründungssohle sucht man durch Abräumen zweifelhafter Gesteinsbänke zu erreichen. Der Natur des Felsens ist Rechnung zu tragen und nicht allzu ängstlich auf ein regelmässiges Aussehen zu achten.


Risse in Folge von Felszinken.

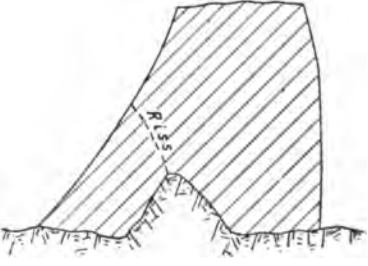


Abb. 40.

Ist man der geognostischen Beschaffenheit der Thalwände nicht sicher, so wird man auch dort den Felsen möglichst bald blos zu legen suchen. Rutschungen und Durchsickerungen, die an den Widerlagern einiger algerischer Thalsperren zu ernsten Unzuträglichkeiten geführt und die Vollendung der Mauer des Val de Infierno verhindert haben, lassen dies räthlich erscheinen.

Noch weiter ist man bei der Furens gegangen, wo wasserseitig der Mauer der Felsen in 30—40 m Breite frei gelegt wurde, um alle dort vorhandenen Klüfte aufzudecken und zu schliessen.

Andererseits kann dies Verfahren bei empfindlichen Gesteinen gefährlich sein. Diese müssen vielmehr so bald wie möglich dem Ein-

fluss der Atmosphärilien, sei es nur durch einen schützenden Cementüberzug entzogen werden.

Eine dichte Humus- oder Thondecke der Thalsohle innerhalb des Beckens ist unverletzt zu erhalten.

6. Die Reinigung des Felsens.

Der Aufwand an Zeit und Kosten für die Herrichtung der Gründungssohle ist nicht zu unterschätzen.

Nachdem die Trümmer, Splitter und erdigen Theile aus den Löchern, Spalten und Ritzen abgeräumt und das daselbst stehende Wasser und dessen Sedimente entfernt, zeigen sich die Stellen, wo der Felsen noch morsch oder in seinem Zusammenhang gelockert, wo ihn Klüfte und Spalten durchsetzen und unzuverlässige Einlagerungen schwächen. (Abb. 37 und 39.)

Die Fläche ist von neuem in Angriff zu nehmen und eine nochmalige Reinigung erforderlich, welche vielleicht dasselbe Ergebniss zeigt.

Die Reinigung der unebenen Felsoberfläche ist sehr schwierig. Der Druckwasserstrahl ist nicht im Stande, den Schmutz hinwegzuspülen. Derselbe sammelt sich mit dem Wasser in den Löchern. Letzteres ist auszuschöpfen oder abzusaugen, wobei der spitze Saugkopf einer Spritze gute Dienste leistet, ersterer mühsam mit der Hand aus den Spalten und Ritzen auszukratzen.

Risse in Folge von Klüften.

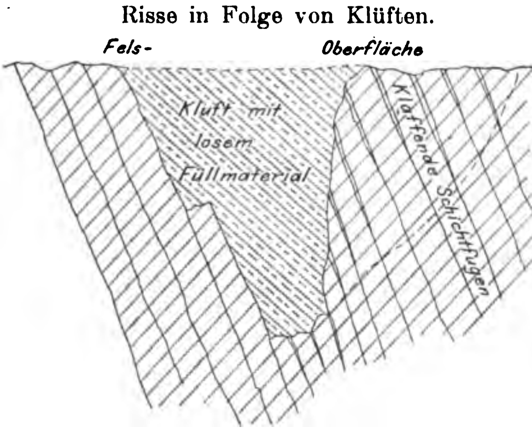


Abb. 41.

Mit besonderer Vorsicht sind die Klüfte zu behandeln, welche gleichlaufend der Längsachse des Thales in geschichteten Gesteinen eingelagert sind. (Abb. 41.)

Die Lücke, welche durch Ausräumen der Kluft entsteht, lockert die Verspannung des scheitrechten Gewölbes, welches die Schichtung gleichsam bildet. Es ist sorgfältig zu verhüten, dass die Schichten durch ihr eigenes Gewicht auseinanderspalten, auch wenn die Ausfüllung mit Beton oder Mauerwerk dadurch kostspieliger wird.

Sprengungen mit Pulver oder gar Dynamit sollten, um die Lockerung des Gefüges zu verhüten, in der Nähe der endgültigen Sohle nicht vorgenommen werden, so dass man auch auf diese Erleichterung verzichten muss.

7. Herdmauern.

Ist der freigelegte Fels zwar fest und tragfähig, bestehen aber Zweifel über seine Wasserdichtigkeit, so ist es nicht immer erforderlich, um die Wasseradern abzuschneiden, das volle Mauerprofil bis unter dieselben hinabzuführen.

Es genügt zu dem Zwecke einen Schlitz unter dem wasserseitigen Fusse der Mauer, gleichlaufend ihrer Hauptlängserstreckung, hinabzutreiben und mit dichtem Beton oder Mauerwerk voll auszufüllen.

Je tiefer und je breiter der Schlitz ist und je höher er an den Hängen hinaufsteigt, jemehr wird er Aussicht haben einen schädlichen Auftrieb und Wasserverluste mit verhältnissmässig geringen Kosten hintanzuhalten.

Weniger zweckmässig dürfte die Anordnung einer zweiten sogenannten Herdmauer thalseitig der ersten sein. Erfüllt sie ihren Zweck, den Abfluss des etwa durchgedrungenen Wassers zu verhindern, so sammelt sie es an einer Stelle, wo es schädlich ist (Siehe Th. II, Abb. 23 und 25), umgekehrt ist sie überflüssig. Weit eher würde eine Entwässerung am Platze sein: dem abziehenden Feind muss man goldene Brücken bauen.

8. Quellenfassung.

Die in der Baugrubensohle unter dem geringen Ueberdruck des Grundwasserspiegels auftretenden Quellen sind eine unwillkommene Erscheinung, weil sie namentlich bei geschichteten Gesteinen darauf schliessen lassen, dass die Schichtungsverhältnisse ungünstig oder Baugrund und Baustein wenig widerstandsfähig gegen Wasser.*)

Sie sind in bekannter Weise zu fassen und in der Mauer hochzuführen.

Bei der Beversperre geschah dies, indem für eine (oder mehrere benachbarte) Quellen durch Aushöhlung oder Ummauerung des Felsens ein kleines Becken gebildet wurde, in dessen Wand ein eisernes Rohr eingedichtet war. (Abb. 42.)

Quellenfassung.

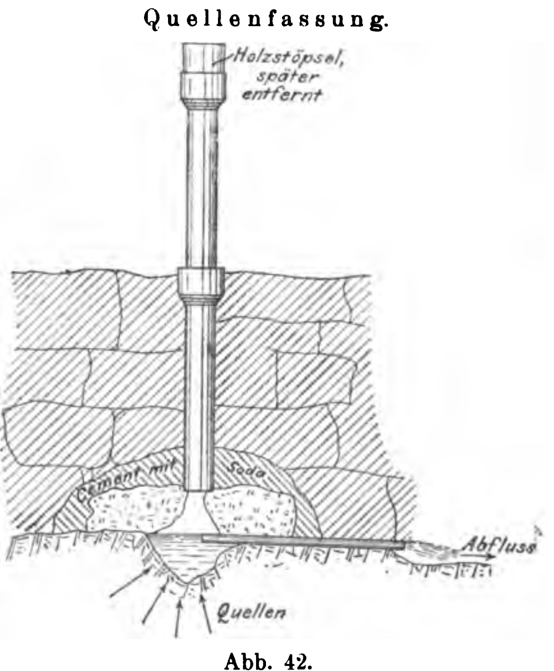


Abb. 42.

Ueber dem Becken wurde mittelst überkragender Steine ein Thonrohr von 10—15 cm Durchm. senkrecht stehend (unter Verwendung von rasch bindendem Cement und Sodazusatz) eingemauert. Nachdem das Mauerwerk, welches Rohr und Becken umhüllte, abgebunden, konnte das eiserne

*) Zoppi und Torccelli halten die Durchsickerungen durch die Mauer für ungefährlich und unvermeidlich, dagegen diejenigen durch die Fundamentfelsen thoniger, geschichteter Beschaffenheit für sehr gefährlich, weil sie eine Bewegung der Mauer einleiten (Beispiele: Habra, Hamiz, Cheurfas, Bouzey, Lampy u. a.)

Rohr, welches die Quelle solange abgeführt hatte, verstöpselt und übermauert werden.

Der Wasserspiegel im Thonrohr stieg dann an bis Gleichgewicht mit dem Grundwasserdruck vorhanden war.

Nur wenige der zahlreichen Quellthonrohre wurden, behufs späterer Beobachtung der Wirkung des Stauspiegeldrucks, innerhalb der Mauer hoch geführt. Die meisten sind ausgepumpt und dann so rasch als möglich mit reinem Cement vergossen und provisorisch zugestöpselt.

9. Betonirung der Felsoberfläche.

Bei einer der Vogesensperren sollen die Quellen so zahlreich und ergiebig gewesen sein, dass man sich entschlossen hat, die ganze Baugrube unter Wasser auszubetoniren und sie auf diese Weise im Ganzen zu dichten.

Der unter Wasser eingebrachte Beton erfordert besondere Vorkehrungen zum Versenken. Trotzdem ist eine Schlammbildung nicht zu vermeiden. Die Güte und die Dichtigkeit leidet und die Oberfläche der Schüttung bietet für das Ansetzen des Mauerwerks beinahe dieselben Schwierigkeiten wie die Felsoberfläche. Deshalb sollte, wo angängig, der Beton aus feinem Material und in fetter Mischung im Trocknen aufgebracht und durch Abrammen fest in die feinsten Poren und Ritzen des Felsens getrieben, allenfalls diese vorher mit Cementmörtel vergossen werden. Beton schmiegt sich den Unebenheiten viel inniger an als Mauerwerk und kann mit geringer Mühe in eine für die Aufnahme des letzteren geeignete Oberflächengestaltung gebracht werden. Bei der Beversperre ist der Beton entsprechend der geneigten Anordnung der Mauerwerksschichten in einem sägeförmigen Profil aufgebracht worden.*) Abb. 39 unten und Abb. 47, 48, 65, 66.

Bei einigen algerischen und amerikanischen Sperrmauern findet sich ein förmlicher Beton-Sockel von nicht unbeträchtlicher Höhe, zu dessen Anordnung vielleicht das Krantzsche profil-type Veranlassung gegeben. (Siehe Abb. 105.)

10. Das Mauerwerk.

a) Werksteinmauerwerk.

Werksteinmauerwerk könnte auf den ersten Blick, wegen seiner Regelmässigkeit und Widerstandsfähigkeit, als das geeignetste für Thalsperrenbauten erscheinen. Die erstere Eigenschaft wird indessen bei den vielen Tausenden von cbm, um die es sich handelt, zu theuer erkauft und die letztere nicht ausgenutzt. Die Bedingung, dass die Drucklinie das mittlere Drittel des Querschnitts nicht verlassen, sich also kein

*) Mischungsverhältniss, Raumtheile:

135 l Cement
65 l Kalk
100 l Trass
500 l Sand
900 l Steinschlag
1700 l Rohmaterial = 1000 l Beton.

Theil des Mauerwerks der Druckwirkung entziehen darf, ist nur durch die zweckmässige Anordnung grösserer Massen zu erfüllen und schliesst hohe Druckspannungen von selbst aus.

Der obere Theil der Mauer muss aus praktischen Gründen eine Stärke erhalten, welche die zulässige Pressung selbst viel geringerer Mauerwerkssorten nicht in Anspruch nimmt. Im übrigen hängt die Unbeweglichkeit, Dichtigkeit und Wetterbeständigkeit der Mauer bis zu einem gewissen Grade von ihrer Stärke ab.

Werksteinmauerwerk könnte dann in Betracht kommen, wenn Stein- und Mörtelmaterialien mit grosser Mühe und grossen Kosten an die Baustelle heranzuschaffen und ein enges Thal gewölbeartig abzuschliessen wäre (Th. II Abb. 71—76). Dort würde seine grosse Widerstandsfähigkeit, die Möglichkeit der sorgfältigsten und gleichmässigsten Ausführung, der geringe Mörtelverbrauch und das in Folge dessen grosse Raumgewicht zur Geltung kommen.

Die Aussenflächen der Mauer und deren benachbarte Theile erhalten nicht nur die grössten Pressungen, sie sind auch im besonderen Masse der Einwirkung äusserer Kräfte ausgesetzt. Der nahe liegende Gedanke, die grosse Masse der Sperre aus billigerem Mauerwerk herzustellen und durch kostbareres zu schützen, ist von den ersten Erbauern gemauerter Sperren nicht unbeachtet gelassen: Die Spanier haben beinahe alle ihre Bauten mit Werksteinen verblendet.

Sie haben bei den praktischen Amerikanern Nachahmung gefunden. (Boyds Corner, Sodom, Titicus, New Croton u. a.)

Es giebt viele Ingenieure, welche eine derartige Verblendung verwerfen, weil sie die Gleichartigkeit des Mauerwerks beeinträchtige.

Wegmann führt als Beispiel dagegen Kanalschleusen an, wo sich häufig die Verblendung vom Mauerkörper löse, zum mindestens Risse und Sprünge aufweise.

Die Gründung auf dem Felsen, welche bei gemauerten Thalsperren conditio sine qua non ist und eine sorgfältige, gleichzeitige Ausführung der Mauer und der Verblendung, schliesst solche Vorkommnisse mit Sicherheit aus.

Ich halte, wenn nicht eine Verblendung, so doch eine besondere Auswahl des Materials nach den Aussenflächen der Mauer zu für wünschenswerth, bei geschichtetem Gesteinsmaterial für nothwendig. (Siehe Chemnitz Theil II Abb. 36.)

Man wird sich dem anschliessen, wenn man beobachtet hat, in welch' kurzer Zeit frische Anschnitte solchen Felsens verwittern und wie andererseits dieser Vorgang aufgehalten wird, sobald die Zersetzungsprodukte sich in genügender Stärke aufgehäuft haben, um die Felsfläche dem Wechsel von Nässe und Trockenheit, Wärme und Kälte zu entziehen.

Daraus geht unwiderleglich hervor, dass der künstliche, in beständiger Bewegung befindliche, ausserordentlich exponirte Felsen, den wir da errichten, geschützt werden muss, wenn er Jahrhunderte überdauern soll.

b) Beton.

Eine Verblendung würde aus denselben Gründen auch für eine Betonmauer wünschenswerth sein.

Man hat Beton als zu durchlässig für Thalsperren verschrieen, doch ist gerade er, wo es auf Dichtigkeit ankommt, einer unserer unentbehrlichsten Baustoffe. Es dürfte nicht schwer halten ein Mischungsverhältniss und eine Herstellungsart zu finden, bei welchem er allen Ansprüchen genügt.

Das beweisen die in Beton ausgeführten Sperren: Beetaloo und Geelong in Australien, Periar in Madras, Indien, Coldspring und Crytal Springs in Amerika, Tytam in China u a. (Siehe Beschreibung derselben.)

Als Mischungen seien hier angegeben für Geelong:

$4^1/_2$ Theile 2zöllige Sandsteine,
$1^1/_2$ „ durchgesiebte Splitter,
$1^1/_2$ „ Sand,
1 „ Cement;

für den Periardam:

25 Theile hydraulischen Kalk (Kunker),
30 „ Sand,
100 „ Steinschlag;

für Crystal Springs:

1 Cement,
2 Sand,
6 Steinschlag.

Die Bauweise, Steinblöcke in den Stampfbeton zu drücken oder umgekehrt Beton in die Fugen grösserer Steine zu stampfen, kehrt bei vielen Thalsperren wieder. (Amerikanische, Indische Mauern, Tytam, Virnwy.)

Der Grund mag Sparsamkeit oder die Absicht sein, ein grösseres Raumgewicht zu erzielen.

Empfehlenswerth ist die Methode nicht, da die Verbindung des mageren Betons mit den Steinen naturgemäss keine innige sein kann und in Folge der fehlenden Gleichartigkeit die Wahrscheinlichkeit, dass die wirklichen Pressungen mit den berechneten übereinstimmen, noch geringer wird. Bei schwerem Schottermaterial und sorgfältigem Abrammen ist ohnedies ein Gewicht von 2,3 gleich dem guten Bruchsteinmauerwerks sehr wohl auch für den Beton erreichbar.

Wenn daher auf der einen Seite geübte Maurer und zahlreiches gewissenhaftes Aufsichtspersonal nicht herangezogen werden können, auf der andern Seite geeignetes Betonmaterial und billige Maschinenkräfte vorhanden sind, so dürfte dem Beton vor Mauerwerk der Vorzug zu geben sein.

Die wichtigeren Arbeiten, das Quetschen, Aussieben, Reinigen des Betonschotters und Sandes, das Abmessen und Mischen, das Stampfen oder Walzen und den Transport besorgen die zuverlässigen Maschinen,

nur die Handreichungen und Bedienung erfordern Menschenkraft. Der entstehende Monolith dürfte ohne viel höhere Kosten mindestens dieselbe Gleichmässigkeit, Dichtigkeit und Festigkeit haben wie Mauerwerk.

c) Ziegelsteine.

Mauerwerk aus Ziegelsteinen, überhaupt solches aus specifisch leichtem Material, kommt für Sperrmauern deswegen nicht in Frage, weil es zu grosse Querschnittsabmessungen erfordert.

Bedeutet:

W den resultirenden Wasserdruck im mittleren Drittel der Höhe *h* angreifend;
G das resultirende Gewicht der Sperrmauer;
R die Resultirende aus beiden;
γ das spec. Gewicht des Wassers = 1;
γ_1 das spec. Gewicht des Mauerwerks.

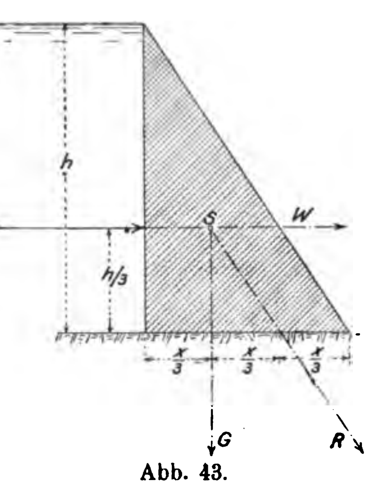


Abb. 43.

Wird ferner die einfachste Querschnittsform einer Staumauer, ein rechtwinkliges Dreieck (die eine der Katheden wasserseitig, die andere als Basis), der Stauspiegel bis zur Mauerkrone (Spitze des Dreiecks) reichend angenommen, so würde sich unter der Bedingung, dass die Resultirende die Basis gerade im Drittel schneidet, die Basisbreite x aus folgendem ergeben: (Abb. 43.)

$$G = \frac{\gamma_1 \, x \, h}{2} \qquad W = \frac{\gamma \, h^2}{2}$$

$$\frac{G}{W} = \frac{\frac{h}{3}}{\frac{x}{3}}$$

$$\frac{\gamma_1 \, x \, h}{\gamma \, h^2} = \frac{h}{x}$$

$$(1) \; x = h \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_1}} = h \sqrt{\frac{1}{\gamma_1}}$$

Soll *R* durch den Mittelpunkt der Basis gehn, so muss sein:

$$\frac{G}{W} = \frac{\frac{h}{3}}{\frac{x}{6}} = \frac{\frac{\gamma_1 \, x \, h}{2}}{\frac{\gamma \, h^2}{2}}$$

$$(2) \; x = h \sqrt{\frac{2\gamma}{\gamma}} = h \sqrt{\frac{2}{\gamma_1}}$$

Daraus geht hervor, wie gross die Abhängigkeit des Querschnitts (Materialverbrauch) vom specifischen Gewicht ist.

Für aufgelöste Mauern wäre die Anwendung von Ziegelgewölben zwischen den Widerlagspfeilern denkbar, doch sind solche m. W. noch nie zur Ausführung gekommen.*)

d) Bruchsteinmauerwerk. Schichten und Fugen.

Die bei weitem grösste Anzahl der Sperrmauer ist entweder ganz oder doch in der Hauptsache aus Bruchsteinmauerwerk erbaut.

Dasselbe besitzt hinreichende Widerstandsfähigkeit und Dichtigkeit, schmiegt sich jedem Profil an und ist in der Regel und im Verhältniss zu seiner Güte das billigste.

(Der cbm Bruchsteinmauerwerk hat einschliesslich Gewinnung der Steine, Transport und Lieferung des Mörtelmaterials und Ausfugen bezw. Verputz der Ansichtsflächen

in Remscheid . . . . 12,50 M.
für die Bever- und Lingeser Sperre . . 15,00 „
für den Altenweiher . . . . 18,00 „

gekostet. Der Preis ist sehr von den örtlichen Umständen abhängig. Die Leistung eines geübten Maurers steigt bis zu 5 cbm in 10 Arbeitsstunden, i. M. ist auf etwa 3 cbm zu rechnen.)

Die Ausführung des Bruchsteinmauerwerks erfolgt am besten in Schichten, welche sich über die ganze Länge der Mauer erstrecken und deren Höhe 2,0 m nicht übersteigt.

Die Sackungen erfolgen naturgemäss in senkrechter Richtung, daher muss es vermieden werden, altes und frisches Mauerwerk in zu hoher und steiler Abtreppung nebeneinander zu stellen.**)

Wenn es nicht grosse Unbequemlichkeiten beim Materialtransport, der Einrüstung u. s. w. veranlasste, wäre es angezeigt, nach nebenstehender Abb. 44 aufzumauern, damit die höchsten Theile der Mauer ihre grösseren Sackungen ausführen ohne sich von niedrigeren, welche geringeres Sackmaass besitzen, zu trennen.

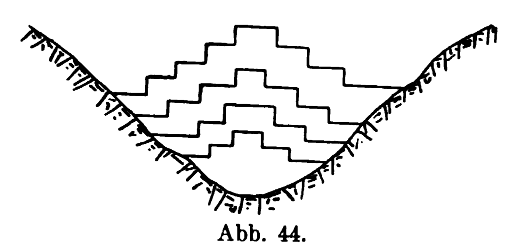


Abb. 44.

In der Befürchtung, dass wagrechte Verschiebungen durch den Wasserdruck unterhalb der Mauer eintreten (die Mauern von Lampy, Grosbois, Chazilly, Poona, Lavezze, Bouzey gaben thatsächlich in diesem Sinne nach) haben sich viele Ingenieure die Arbeit m. E. unnöthig schwer gemacht. Nicht nur, dass sie in den einzelnen Schichten selbst eine Verspannung nach allen Seiten und namentlich gegenüber Scheerkräften durch ängstliches Vermeiden aller wagrechten oder auch nur regelmässigen Schichtung und durch ein möglichst wildes Durcheinander

*) Siehe Centralbl. 98 S. 526.
**) Ausnahmen siehe Th. II. Hamiz S. 29, Virnwy S. 76.

der Steine anstrebten, auch die Oberflächen der Schichten wurden nach Kräften unregelmässig gestaltet und grosse Binder eingesetzt, deren Köpfe in die darüber liegende Schicht eingreifen. Dieses Verfahren scheint keinen grossen Vortheil zu gewähren, da eine Verschiebung des Mauerwerks in der Horizontalfuge, solange der Winkel, welchen letztere mit der Resultirenden einschliesst, nicht kleiner als arc. cotg 0,75 ist, selbst dann nicht erwartet werden kann, wenn kein abgebundener Mörtel dieselbe erschwert. (Abb. 45).

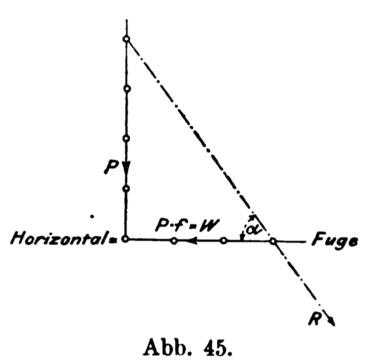


Abb. 45.

Dagegen wird ein so hergestelltes Mauerwerk theurer sein und vermuthlich auch von geringerer Güte als regelmässiges. Volle und enge Fugen, eine feste Lage der Steine, eine gründliche Reinigung und Annässung der Maueroberfläche, der Materialtransport und die Aufsicht werden durch eine wenigstens in Absätzen wiederkehrende, ebene Maueroberfläche erleichtert.

Bei so grossen Massen ist es von ausserordentlicher Bedeutung, dass die Werkleute so arbeiten wie sie es gewohnt sind und wie es ihnen bequem ist (cum grano salis). So wird die Arbeit am besten werden und die dagegen sprechenden Gründe sind nicht zwingend genug um davon abzugehen.

Misst man der Lage der Fugen wirklich eine grössere Wichtigkeit bei, so scheint ein Vorschlag, den Professor Harlacher in den technischen Blättern für das Königreich Böhmen, Jahrg. 1875 macht, beachtenswerth. Er geht dahin, den Fugen eine mittlere Neigung gegen die beiden Grenzlagen der Resultirenden, also rd. 15° gegen die Wagrechte nach der Luftseite ansteigend, zu geben. (Abb. 46).

Harlacher'sche Fugenanordnung.

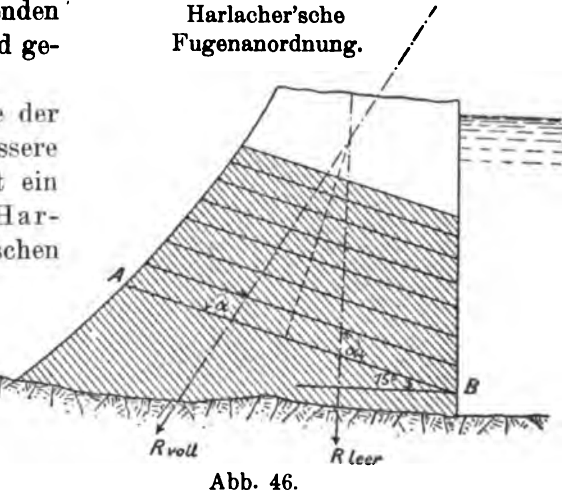


Abb. 46.

Eine derartige Ausführung ist beim Tytam-Damm zur Anwendung gekommen.

Eine ähnliche Idee hat Prof. Intze bei den von ihm erbauten Mauern verwirklicht, indem er die Schichten an jeder Stelle der Mauer nahezu rechtwinklig zu den wechselnden Kraftrichtungen angeordnet hat.

Die Schichten sind, im Querschnitt gesehen, wasserseitig wagrecht und gehen tangential in einen Kreisbogen über. Es ist denkbar, dass die so entstehenden cylindrischen Lagerkörper (Abb. 47, 48, 65, 66),

ohne die Gewölbeform der Mauer, wenn der Auftrieb eindringenden Wassers dies begünstigt, dem Umkippen wenig Widerstand entgegensetzen. Ausserdem entstehen bei der Ausführung kleinere Unzuträglichkeiten, von denen allerdings die Schwierigkeiten der Herstellung gegenüber ebenen Schichten die geringsten sind. So z. B. war bei der Beversperre vorgeschrieben, dass der luftseitige Fuss im kreisförmig begrenzten Profil anzusetzen, dann aber sämmtliche Schichten von der Wasserseite nach der Luftseite nach einander vorzutreiben seien. (Abb. 47.)

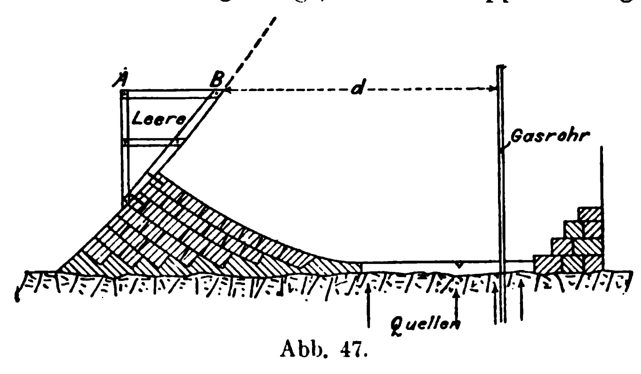
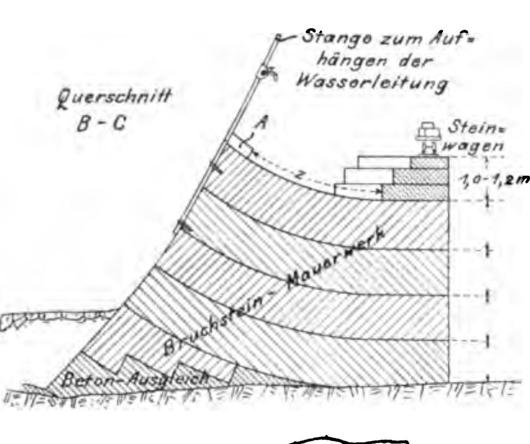


Abb. 47.



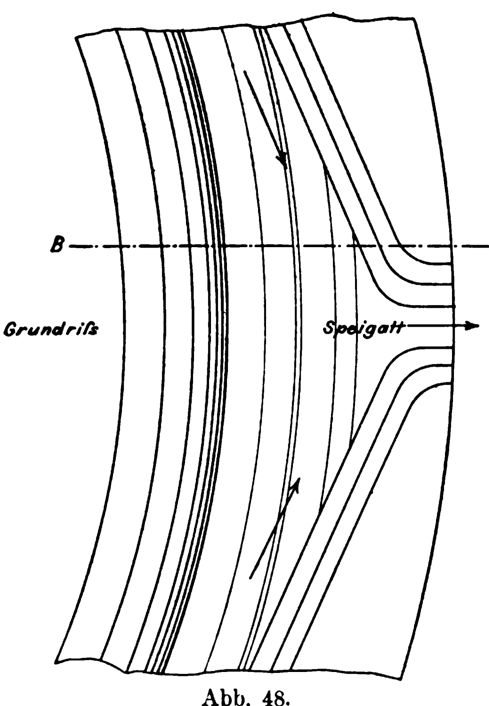


Abb. 48.

Dadurch wurde zunächst in der Gründungsfläche ein Wassersack geschaffen (Abb. 47), welcher die Entwässerung der gefassten und ungefassten Quellen sehr erschwerte und die Güte des daselbst hergestellten Mauerwerks durch Ausspülung und Verschlammung beeinträchtigte. Auch beim weiteren Anwachsen der Mauer bildete die sich allmählich über die ganze Länge der Mauer hinziehende Kimme den Sammelpunkt für allen Schmutz, welcher unvermeidlich beim Abladen der Steine, Hauen derselben zu Passstücken, Abspülen und Annässen der Mauer, durch ausgespülten Mörtelsand, Holzsplitter der Schutz- und Laufbretter u. s. w. erzeugt wird. Die Anordnung von Speigatten wasserseitig, milderte das Uebel einigermassen (Abb. 48

Grundriss). Ferner sollte die Ansichtsseite der Mauer luftseitig eine einigermassen regelmässige, der Profilbegrenzung entsprechende Fläche bilden. Daher waren die Maurer geneigt, den Kantenstein A (Abb. 48) als festen Punkt zuerst zu setzen und dann den Zwischenraum Z von oben nach unten fortfahrend mit Passstücken auszufüllen. Diesem Verfahren musste entgegen getreten werden, da die Steine in dem glatten Mörtel auf der schiefen Ebene rutschten und Risse entstanden.

e) Materialtransport.

Eine wichtige Frage lautet dahin: Ob der Materialtransport ganz oder theilweise auf der jeweiligen Maueroberfläche erfolgen darf und ob das Versetzen der Steine von Hand zulässig ist. Es ist ohne Weiteres klar, dass durch das Verlegen der Gleise und Laufbretter, das Befahren und Begehen derselben, das Abladen und Einsetzen schwerer Steine in ihr Mörtelbett, das darunter liegende, frische Mauerwerk verschoben werden mag und in dem halbabgebundenen Mörtel kleine Risse entstehen können. Die erwähnten Verunreinigungen der Mauer werden erhöht, ihre Entfernung erschwert und die Arbeiten auf der Mauer gestört.

Ich möchte die Verwendung kostspieliger Gerüste und Hebezeuge von den Eigenschaften des Mörtels, der Breite der jeweiligen Maueroberfläche und der Grösse und dem Gewichte der Mehrzahl der zu versetzenden Steine abhängig machen.

So lange die Breite der Mauer ein gewisses Mass übersteigt, ist die Einrüstung theuer und schwierig, aber auch weniger nöthig, weil es sich einrichten lässt, den Verkehr auf genügend abgebundene Mauertheile zu beschränken (Abb. 49) und weil in den stärkeren Theilen des Profils der einzelne Stein nicht die wichtige Rolle spielt, wie in den schwächeren. Liefert der Steinbruch grosse Blöcke, so wird durch Hebezeuge das schwierige Aufladen bezw. die Zerkleinerung und der dabei entstehende Abfall, auf der Mauer an Arbeitskraft und Mörtel gespart.

Auf der andern Seite entstehen auch mannigfaltige Nachtheile.

Ein grosser Stein von unregelmässiger Gestalt lässt sich selbst bei gutem Willen und ausreichenden maschinellen Hilfsmitteln nicht mit der Sicherheit in ein volles Mörtelbett setzen wie ein handlicher. Ferner müssen auch die kleineren Steine und zwar nicht nur aus Sparsamkeitsrücksichten, sondern um die grösseren zu unterkeilen und die Lücken auszufüllen, Verwendung finden. Man hat also zweierlei Art des Transports und des Mauerwerks: Zwei nebeneinander liegende Raumeinheiten werden unter Umständen sehr verschiedenen Mörtelgehalt aufweisen und sehr verschieden sacken. Die Folge ist, dass die über einem besonders grossen Klotz befindlichen Mauertheile sich an diesen aufhängen und die umgebenden, unter Bildung der so gefürchteten Risse, zusammensinken.

Dass diese Ausführungsweise trotzdem gute Resultate ergeben kann beweist Virnwy*), die Vogesenthalsperren u. a.

*) Steine unter 2 Tonnen 46 %
Steine von 2–4 „ 21 %
Steine „ 4–8 „ 33 %

Die Regel bildet sie nicht, sondern es ist meist geradezu Vorschrift, dass die Bruchsteine nicht grösser sein dürfen, als dass sie von 1—2 Mann noch bequem zu handhaben sind. Z. B. bei der Gileppe, Tytam ($^1/_{12}$—$^1/_7$ cbm), Furens ($^1/_{20}$—$^1/_{10}$ cbm), Tansa (2 Mann).

Beversperre. Materialtransport auf der Mauer.
Bachleitung durch den rechtsseitigen Entnahmestollen.



Abb. 49.

Zur Handhabung dienen dann schiefe Ebenen (in Holz hergestellt), untergelegte Walzen, Ladebäume, Hebel, Brecheisen, Tragbahren, niedrige Schmalspurwagen u. s. w., im äussersten Fall ein dreibeiniger Bock mit Flaschenzug oder Winde.

Das Heranschaffen der Steine wird sehr einfach, wenn der Steinbruch in der Nähe und oberhalb der Arbeitsstelle liegt, durch die Verwendung eines sog. Bremsbergs.

Ein solcher besteht aus 2 auf geneigter Ebene verlegten Schmalspurgleisen, auf deren einem der volle Wagen hinabrollt und durch sein Gewicht den geleerten hinaufzieht. (Abb. 37, 49, 55.)

Beversperre.
Excellenz v. Miquel und Geheimrath Intze besichtigen den rechtsseitigen Entnahmestollen.

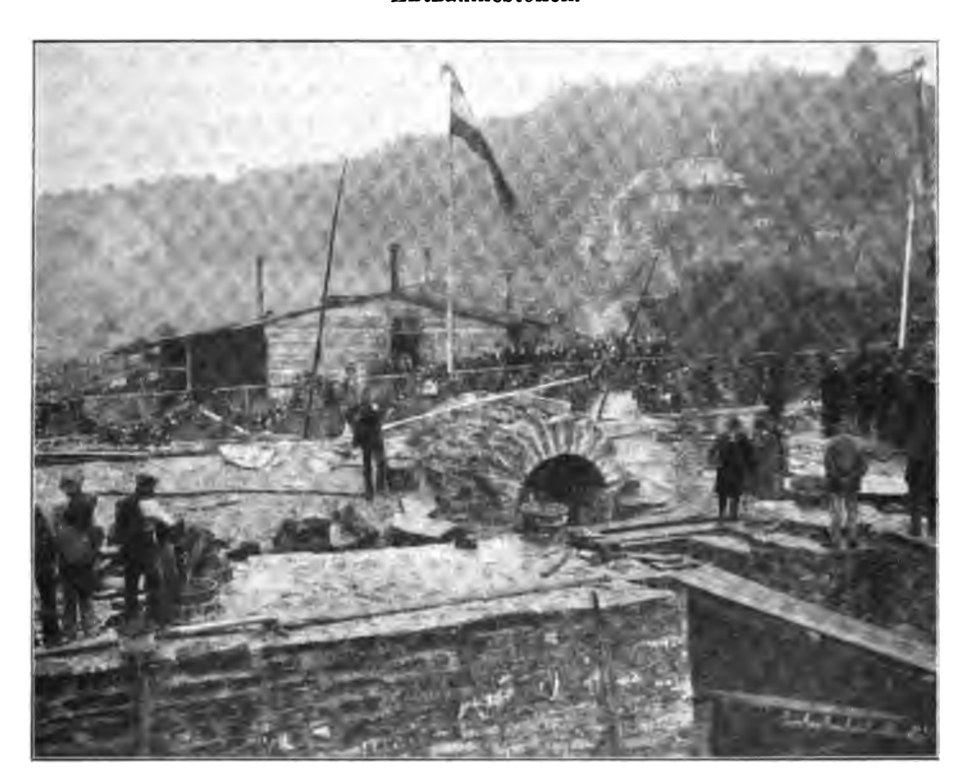


Abb. 49a.

Die Verbindung der beiden Wagen vermittelt ein Drahtseil von abgemessener Länge und 10—12 mm Durchmesser, welches um eine auf dem Berge aufgestellte „Bremsscheibe“ geschlungen ist.

Die Wagen können sowohl oben am Steinbruch, wie unten auf der Mauer abgekuppelt und mittelst Drehscheiben oder Weichen abgefahren werden, um andern Platz zu machen.*)

Der Bremsberg verkürzt sich mit wachsender Mauer und es muss am untern Ende die Zufahrt nach der Maueroberfläche entsprechend verändert und dafür gesorgt werden, dass ein Prellbock etwa durchgehende Wagen unschädlich auffängt. Der Betrieb wird nicht unwesentlich durch Benutzung von 1 oder 2 Schiebebühnen vereinfacht,

*) Siehe Handb. d. Ing., Erd- und Felsbau, Z. f. B. 1890. S. 334.

welche auf den Bremsberggleisen laufen. Der Wagen fährt senkrecht zur Bremsbergrichtung auf wagerechtem Gleise auf und ebenso wieder ab, die Drehung, die Schrägstellung und das An- und Abkuppeln des Drahtseils wird vermieden Die Schiebebühne kann an jeder beliebigen Stelle ihre Last abgeben, wo sie — auf einem Gerüste — Gleisanschluss findet. Ist nur eine Schiebebühne vorhanden, so richtet man die Belastung des Gegengewichtswagens so ein, dass er die Schiebebühne mit dem leeren Wagen in die Höhe zieht, von der Schiebebühne mit beladenem Wagen aber selbst in die Höhe gezogen wird. Die Geschwindigkeit und die Unterbrechung der Bewegung hat man durch die Bremse in der Hand.

Die Vorrichtung ist noch bis zu Steigungen von über 50° verwendbar.

Wie schon bemerkt, ist ein derartiger Bremsberg für den „Berg"-Transport, also in umgekehrter Richtung mittelst Wasserballast betrieben worden.*)

Es würde zu weit führen, alle die Aufzüge, Seilbahnen, Krahne u. s. w. durchzusprechen, welche bei der Erbauung einer Thalsperre gute Dienste leisten können. In wie weit man sich ohne dieselben behilft, hängt von der Höhe der Tagelöhne, dem Umfang der Arbeit und dergleichen ab.

Nur auf die Derrick-Krahne, ein in Deutschland wenig bekanntes Hebezeug, sei hier noch hingewiesen.

Sie fanden bei vielen amerikanischen Thalsperrenbauten u. a. auch beim Bau des Titicusdamm (Engin rec. 1895 Bd. 32) eine ausgedehnte Verwendung.**)

Die Krahne wurden mit Dampfwinden und Flaschenzügen bedient, auch der Ausleger hängt im Flaschenzug und konnte bei den grössern Krahnen bis auf 18,0 m, bei den kleinern bis auf 10,5 m Ausladung herabgelassen werden. Maschine, Kessel und Winde können weit vom Krahn ab, beispielsweise auf der Thalsohle Aufstellung finden. Die Drahtseile werden mittelst Rollen nach dem leicht transportabeln Krahngerüst geleitet, welches seinerseits durch Steine beschwert oder durch provisorische Ankerschrauben festgehalten wird.

Beim Titicusdamm (Th. II Abb. 43 u. 47) hob ein Krahn die Gefässe mit Steinen oder Mörtel von den ankommenden Wagenuntergestellen ab und setzte sie auf andere, welche die am Fusse der Mauer, in verschiedenen Höhenlagen befindlichen Vertheilungsgeleise befuhren.

Ein halbes Dutzend weiterer Krahne beherrschte die Oberfläche der Mauer und beförderte die in ihren Bereich gefahrenen Materialien nach der Verwendungsstelle.

*) Die Bremsberge gewähren eine grosse Betriebssicherheit und sind eintretenden Falls leicht zu repariren. Hierin sind sie den Aufzügen überlegen. Von letzteren dürfte es sich empfehlen immer mindestens 2, unabhängig von einander einzurichten, damit nicht der ganze Betrieb stillsteht, wenn einer versagt.

**) Siehe Beschreibung des Titicusdammes Th. II S. 52. Ferner Centralbl. der Bauverwaltung 1885 S. 358, 1896 S. 485, 1898 S. 249.

Hierdurch wird jeder Transport auf der Mauer vermieden, die Gerüste auf ein Mindestmaass beschränkt und die Abdeckung des fertigen Mauerwerks mit schützenden Brettern, Blechplatten oder Rundholzmatten erspart.

f) Lehren und Wasserleitungsgerüste.

Die luftseitige Begrenzung des Mauerprofils einzuhalten, dürfte die meisten Schwierigkeiten verursachen.

Sie sind bei der Remscheider Thalsperre dadurch überwunden, dass Lehren, welche das Profil vorzeichneten, an der Aussenfläche der Mauer mittelst Bankeisen oder eingemauerten Flacheisen befestigt wurden. Wie es Abb. 47 erkennen lässt, hinderten sie die Arbeiten auf der Mauer nicht und liessen sich leicht einstellen. (Siehe auch Abb. 37.)

Waren nämlich die beiden Endlehren festgelegt, so brauchte man blos über deren wagrechte Kanten AB zu visiren und den in radialer Richtung sich gleich bleibenden Abstand d des Punktes B von einem festgelegten Kreis (Gasrohr oder Hinterkante Mauer) abzumessen, um sämmtliche Lehren der übrigen Profile rasch einzurichten. In ähnlicher Weise sind an der Mauer flache Stangen befestigt worden, welche eine eiserne Rohrleitung trugen. (Abb. 48 und 49a).

Diese bot Gelegenheit Schläuche anzuschrauben und die ganze Maueroberfläche mit Wasser zum Reinigen und Annässen zu versorgen.

g) Druckverhältnisse im Mauerwerk.

Die Ueberlegung, welche Fecht in der Zeitschr. f. B. 1893 über den Wechsel der Druckverhältnisse vom Beginn der Mauerung bis zur Anfüllung des Stausees anstellt, sollte man sich stets während der Ausführung vergegenwärtigen.

In dem Masse als die Mauer in die Höhe wächst, nehmen die Druckspannungen im Innern zu und zwar in der Weise, dass die wasserseitigen Mauertheile allmählig unter den grössten Druck treten, der ihnen überhaupt zugemuthet wird, während die luftseitigen vor der Füllung nur einen Bruchtheil dieses Druckes auszuhalten haben.

Die Folge davon ist, dass die wasserseitigen Mauertheile ihre Sackungen beendet haben werden, während sie bei den luftseitigen erst nach dem Einstau ihr grösstes Maass erreichen und gleichzeitig eine Ausbiegung unter dem Wasserdruck eintritt. Die grösste Verschiebung wird an der Stelle der grössten Mauerhöhe zu erwarten sein.

Bei plötzlichen, grossen Höhenunterschieden in der Längsrichtung der Mauer, also bei steilen Thalhängen, werden diese Bewegungen in benachbarten Punkten eines niedrigen und eines hohen Profils unzulässige Spannungen und später Risse zur Folge haben, wenn sie nicht durch langsame und sorgfältige Ausführung auf ein unschädliches Mass herabgedrückt werden. Eine fortwährende Kontrole über den Verlauf der Sackungen ist geboten und wird am besten durch luft- und wasserseitig

eingemauerte, verzinkte Höhenmarken in passenden Höhen und Längsabständen ausgeübt.

h) Zeiteintheilung der Mauerarbeiten.

Dem Vorhaben, die grossen Massen einer Sperrmauer in einer Bauperiode auszuführen, stellen sich ausser der Rücksicht auf die Sackungen meist noch weitere Hindernisse in den Weg.

Das Anlagekapital für die Betriebseinrichtungen und der Umfang dieser und der Steinaufschlüsse stehen in einem bestimmten Verhältniss

Beversperre. Schutz der Maueroberfläche gegen Frost und Schlamm.



Abb. 50.

zum Mauerinhalt, welches ohne Strafe grösserer Gesammtkosten nicht überschritten werden darf. Ausserdem setzt auch die zu immer bedeutenderer Höhe und Längenerstreckung und immer geringerer Breite strebende Maueroberfläche einem allzu raschen Fortschritt der Arbeit Schranken.

Dagegen muss es als wünschenswerth bezeichnet werden, dass die Arbeiten vor Eintritt der Fröste und der zu erwartenden Winterhochwasser so weit beendet sind, als sie unterhalb der Thalsohle liegen. Der Einsturz der Baugrubenböschungen und die Verschlammung der Mauerflächen, welche sich bis in die feinsten Poren erstreckt und später kaum wieder zu beseitigen ist, dürfte andernfalls nicht zu verhindern sein.

i) Schutz der Mauer gegen Schlamm und Frost.

Die Maueroberfläche ist gegen eine solche Verschlammung bei der Beversperre (Abb. 50) wirksam durch eine Sanddecke und darüber gebreitete, mit Brettern und Steinen beschwerte, billige Dachpappe (1 qm 15 Pf.) geschützt. Unter Beobachtung dieser Vorsichtsmassregeln war ihre Ueberstauung mit Rücksicht auf das Abbinden des Mauerwerks und den Frostschutz als sehr vortheilhaft anzusehen.

Auch wenn die Mauer bereits dem Hochwasser entzogen ist, kann die beschriebene Abdeckung oder eine solche mit Stroh, Laub und anderen schlechten Wärmeleitern der Nothwendigkeit, durch den Frost berührte Mauertheile entfernen zu müssen, vorbeugen.

11. Ausbetonirung der Baugrubenschlitze und Isolirung des Mauerfusses wasserseitig.

Dem Bestreben, aus dem Bereich des Grundwassers und dem Schmutz der Baugrube durch Anfüllung der letzteren herauszukommen, müssen einige Arbeiten vorausgehen, welche nicht eher als nach Beendigung aller Sackungen zulässig sind.

Durch den Aushub der Baugrube wird dem Felsen eine Wunde geschlagen, welche wasserseitig geschlossen werden muss, um das Eindringen des Wassers zu verhindern, luftseitig, um einen allenfallsigen Schub des Mauerfusses zu übertragen. (Abb. 65.)

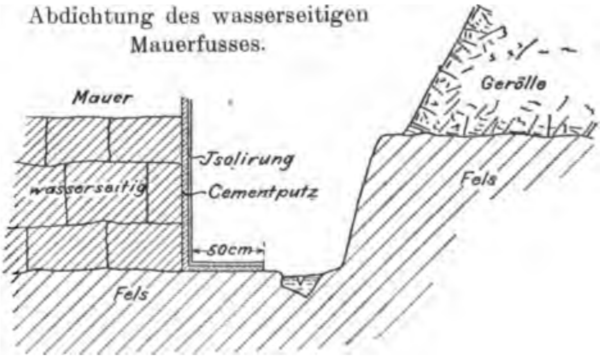


Abb. 51.

Diese Arbeit wird gerade an der Stelle, wo ihr Erfolg am wichtigsten ist, wasserseitig der Mauer, durch das Grundwasser beeinträchtigt werden. Dasselbe tritt hauptsächlich auf der Felsoberfläche zu Tage und ist womöglich dort schon abzufangen, wenn die Dichtung stückweise im Trocknen vorgenommen werden soll. (Abb. 51.)

Professor Intze schrieb vor, dass der Verputz der Mauer*) (1 Sd. 2 Cem. 1/4 Kalk), einschliesslich eines heiss aufgebrachten Anstrichs aus 1 Th. Gudron und 2 Th. Holzcement, bis zum Felsen herabgeführt werden und noch die abgeglichene Felsoberfläche in 50 cm Breite bedecken sollte. Selbst wenn die Breite der Baugrube, der Wasserandrang und die Beschaffenheit des Felsens die Befolgung der Vorschrift gestatten, so würde doch die Gefahr, dass das Wasser unter die Mauer dringt, nicht beseitigt sein.

Thatsächlich ist für die Beversperre eine bei weitem zufriedenstellendere Lösung gefunden. (Abb. 52.) Die Mauer wurde so tief als möglich mit der vorgeschriebenen Isolirung versehen; der Schlitz zwischen Mauer und Fels nach letzterem zu vertieft und dort eine Entwässerungsleitung verlegt. Mauerseitig sicherte ein Cementkeil ihre Lage und Dichtigkeit, wasserseitig blieben die Muffen offen. In die Leitung waren Faconstücke mit aufrecht stehenden Stutzen an den Stellen eingebaut, wo hauptsächlich Wasser aus der Felswand drang. Es wurde Sorge getragen dies zu fassen und in der Leitung dem Pumpensumpf zuzuführen. Dann wurde der Schlitz nach der Mauer ansteigend mit einer ersten Lage Beton gefüllt und nunmehr im Trocknen, deren Oberfläche und die Felswand isolirt. Weiterhin sind die Stutzen bis in die Höhe der Felsoberfläche verlängert, eine zweite Betonlage aufgebracht und auch diese isolirt. Die Thonrohrleitung wurde später mit Cement vergossen.

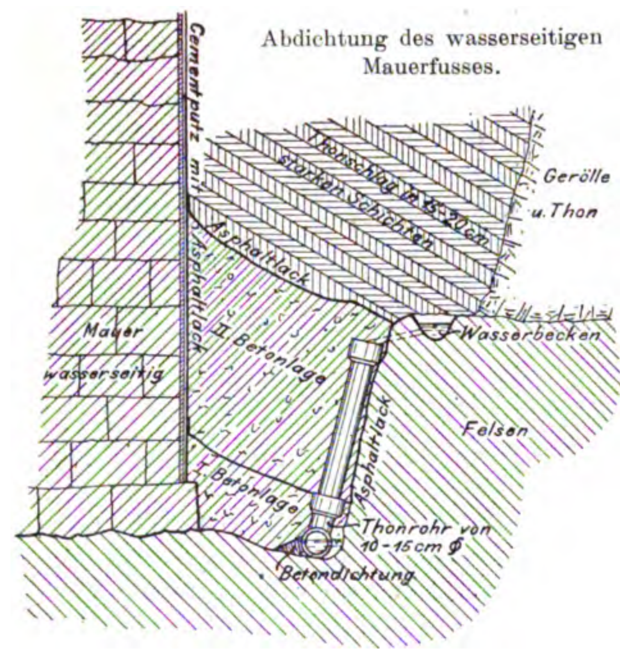


Abb. 52.

Die Ecke zwischen wasserseitigem Mauerfuss und Felsoberfläche ist eine Achillesferse, welcher nicht genug Sorgfalt zugewendet werden kann.

Es ist zu verlangen, dass die Felssohle daselbst genau so gereinigt, vergossen und ausgefugt wird, wie die Gründungsfläche. Wenn man sich dann vielleicht auch damit begnügt, den Schlitz mit oder ohne Anwendung einer Entwässerungsleitung mit Beton auszustampfen und nur dessen Oberfläche zu isoliren.

*) Reiner Cement sollte nicht verwendet werden, da er zur Rissbildung neigt.

Für den luftseitigen Schlitz kann ohne Bedenken Entwässerung und Isolirung fortfallen. Nur äussersten Falls ist der Beton unter Wasser zu schütten. Es empfiehlt sich dann eine Vorkopfschüttung in der Längsrichtung des Schlitzes, welche allmählich das Wasser verdrängt. Oberhalb des Grundwasserspiegels lässt sich die wasserseitige Isolirung und die Ausfüllung der Zwischenräume zwischen Fels und Mauer mit Stampfbeton — Mauerwerk gewährt keinen genügend dichten Anschluss — unschwer ausführen.

12. Abdichtung der wasserseitigen Mauerfläche.

Dieselben Gründe, welche dafür sprechen, das Durchsickern des Wassers unter der Mauer hindurch zu verhindern:

α) Vermeidung von Wasserverlusten.

β) Verhütung eines Angriffs des chemisch-reinen Wassers auf Mörtel, Baustein und Felsuntergrund.

γ) Beschränkung eines Auftriebes, welcher unberechenbare Verschiebungen des Gleichgewichtszustandes zur Folge hat, sprechen auch dafür es von dem Innern der Mauer abzuhalten. Indessen ist Mörtel und Stein porös, die zu schützende Fläche von grosser Ausdehnung und der Wasserdruck bedeutend, so dass auch das sorgfältigst ausgeführte Mauerwerk, das Ausfugen und Verputzen mit dem besten Mörtel, keine unbedingte Wasserdichtigkeit gewährleisten kann. Zur Erhöhung derselben hat man m. W. zuerst in Frankreich, mit Erfolg einen bituminösen, wasserseitigen Anstrich der Mauerfläche angewendet.

Die Isolirung bestand bei der Mouche aus einem dreimaligen Theeranstriche. Die Fugen der Mauer waren vorher tief ausgekratzt und mit fest eingestrichenem Mörtel wiedergefüllt, die ganze Fläche glatt verputzt. Als Schutz gegen die Sonne diente ein Kalkmilch-Anstrich.

Auch bei den rheinisch-westphälischen Sperren hat sich die Isolirung bewährt. Gelegentlich einer Probefüllung der Remscheider Thalsperre zeigte sich, sobald der Stauspiegel die Grenze des Putzes und des Anstrichs überschritt, binnen wenigen Tagen die vorher trockene Luftseite gleichmässig feucht.

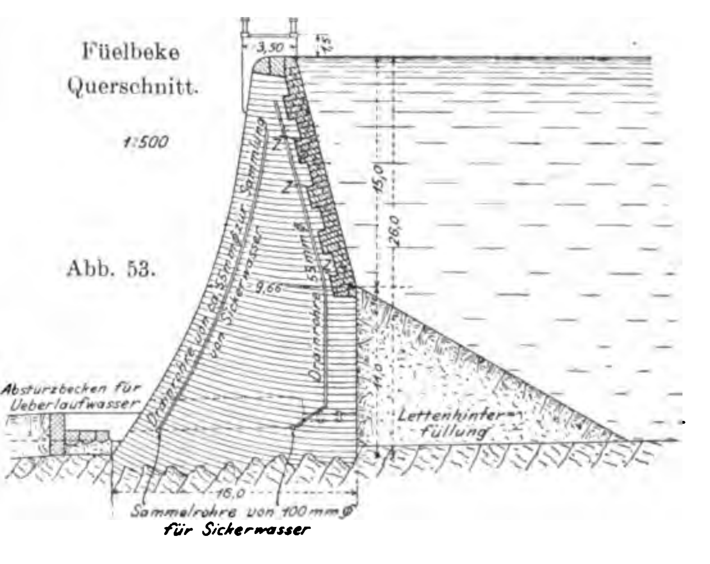


Abb. 53.

Man hat es daselbst für nöthig gehalten, die Isolirhaut (Gudron-Theer, Asphaltlack) durch die Anschüttung bezw. durch eine Verblendung der Mauer zu schützen.

Die Verblendung wurde nach vorstehender Skizze (Abb. 53) bei der Remscheider Sperre in Ziegelsteinen und Cementmörtel bei der Heilenbeke und der Füelbeke in Bruchsteinen und Trassmörtel ausgeführt.

Da sich doch wohl gezeigt hatte, dass die Ausfüllung der Zwickel und die sichere Abstützung der auskragenden Rippen mit einigen

Beversperre. Schutz der Isolirung.

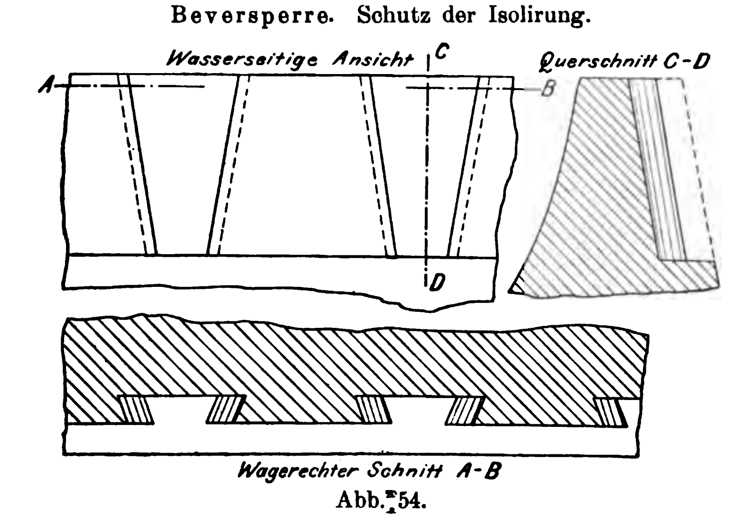


Abb. 54.

Schwierigkeiten verknüpft war, ist die Verzahnung bei der Beversperre im senkrechten Sinne mit keilförmig verlaufenden Nuten (Abb. 54) geplant.

Obgleich die letztere Anordnung zweckmässiger ist, so bleiben doch verschiedene Nachtheile bestehen.

Die Verblendung und die eigentliche Mauer bilden stets 2 getrennte Körper mit verschiedenen Spannungsverhältnissen und ganz ungewissen Berührungspunkten. Die weiche, bituminöse Haut ist eben thatsächlich eine Isolir = Trennungsschicht und ungeeignet, Kräfte zu übertragen. Das Wasser wird in die Fuge dringen.

Die nachträgliche Verblendung erfordert besondere Rüstungen und ist ebenso mühsam wie die Aussparung der Verzahnung. Sackungen und Risse sind zu erwarten, welche die zarte Haut, wenn sie nicht schon bei der Herstellung gelitten hat, mit Sicherheit verletzen.

Unterhalb des Grundwasserspiegels ist man gezwungen, trotzdem die glatte, kalte, nasse Mauerfläche den Anstrich schwer annimmt, sich auf die Haltbarkeit der Isolirschicht zu verlassen und sie durch die Hinterfüllung der Kontrole zu entziehen. Oberhalb desselben sollte man das französische Verfahren vorziehen, welches von fliegenden Gerüsten aus leicht wiederholt werden kann, nachdem die Mauer alle bleibenden Formänderungen hinter sich hat. Bei der Remscheider

Sperre, bei welcher die Isolirung während der Bauausführung aufgebracht werden musste, zeigte sich eine eigenthümliche Erscheinung, die sich bei der Beversperrmauer wiederholte. Das von den Maurerarbeiten und den atmosphärischen Niederschlägen herrührende Wasser trat in nicht unbedeutender Menge an der Hinterfläche der Mauer zu Tage. Um ein Abspringen des Putzes zu verhüten, sind bei der Beversperre an hundert kleine Rohre in die feuchtesten Stellen des Putzes eingesetzt und nach dem Abbinden verstöpselt. Eines der ergiebigsten liess binnen 9 Minuten $^1/_2$ l Wasser aus. Die Arbeiter, welche den Verputz herstellten und dieser selbst wurden durch ein Dach gegen herabfallende Gegenständen und Schlagregen geschützt. (Abb. 49 und 55.)

Beversperre.
Bachleitung durch den linksseitigen Entnahmestollen. Schutz des Verputzes.
Bremsberg vom Mörtelwerk.



Abb. 55.

In den Proceedings of the Inst. of C E. Vol CX wird eine Mischung von 100 Theilen eines Gemenges von 25 Theilen Sand mit 75 Theilen Kies und 10 Theilen Asphalt, in erhitztem Zustande aufgebracht, wie es scheint nicht mit Unrecht, zur Isolirung von Reservoirwänden empfohlen.

Die Ausfugung luftseitig ist der Gefahr des Ausfrierens in Folge durchschwitzender Feuchtigkeit — feuchte Flecken zeigen sich auch bei leerer Mauer, welche wie ein Schwamm das Wasser zurückhält — sehr ausgesetzt. Sie wird am besten gleichzeitig und in demselben Mörtel mit dem Mauerwerk hergestellt.

Zur Herstellung der verschiedenen, zum Betoniren, Vergiessen und Verputzen erforderlichen Mörtelsorten und gleichzeitig zur Reserve ist eine genügende Zahl Mischtrommeln vorzusehen.

13. Hinterfüllung.

Wenngleich die Mauer an und für sich dem Wasserdruck vollständig gewachsen und dicht sein muss, so dürfte eine sorgfältige und überlegte Hinterfüllung doch nicht ohne Vortheil sein.

Zunächst lässt sich annehmen, dass die Durchlässigkeit sich vermindert, wenn auserlesenes, dichtendes Material fest hinter die Mauer gestampft wird.

Ferner macht Professor Intze darauf aufmerksam, dass durch den Druck der Hinterfüllungserde „das Arbeiten“ der Mauer vermindert wird, indem bei sinkendem Stauspiegel der Erddruck den Wasserdruck z. Th. ersetzt und gewissermassen das Zurücksinken der Mauer verhindert.

Wohl zu beachten ist, dass die Wirkung des Erddrucks von dem Profil der Mauer, der Hinterfüllung und der Beschaffenheit der letzteren abhängt. Richtung und Grösse des Erddrucks werden je nach der Durchtränkung des Materials wechseln und bei gefülltem Becken flacher bezw. grösser*) sein können als bei leerem. Unter Umständen kann

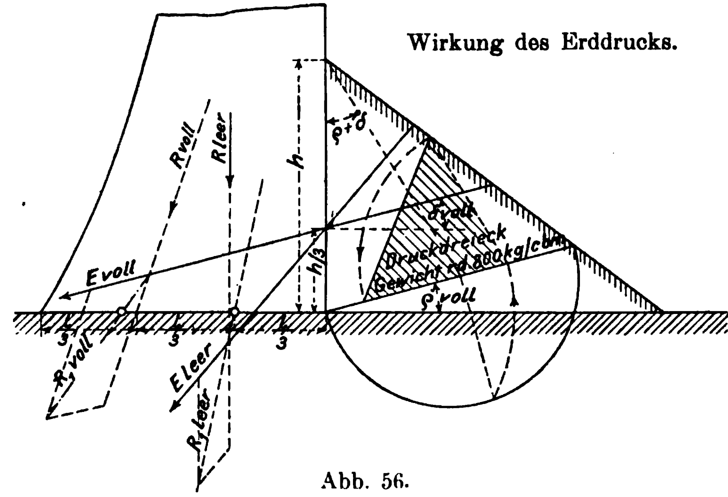


Abb. 56.

also das Gegentheil von dem Beabsichtigten erreicht und sowohl die luftseitige als auch die wasserseitige Pressung erhöht werden. (Abb. 56.)

Endlich gewährt die Hinterfüllung den Vortheil, den Aushub der Baugrube ohne grosse Mühe und Kosten unterbringen zu können, vielleicht auch die Anfuhr der Materialien nach der Maueroberfläche zu erleichtern und einen Schutz des Bauplatzes gegen Hochwasser zu bilden.

Von ausschlaggebender Bedeutung ist die Hinterfüllung nicht, da sie in ihrer Wirkung unsicher, die Mauerfläche der Beobachtung entzieht. Einen Mehraufwand an Kosten oder erhebliche Unbequemlichkeiten in der Wasserabführung oder in den Entnahmevorrichtungen ihretwegen in den Kauf zu nehmen, ist ungerechtfertigt.

Aehnliches gilt für eine Anschüttung luftseitig der Mauer. Doch kann sie sich zur Verbreiterung der Mauerkrone zu einer Strasse wie bei der kleinen Alfeld- und der Lenneper Mauer wohl empfehlen.

*) Trotz der Verminderung des Gewichts der Hinterfüllung im Wasser auf etwa 800 kgr/cbm.

14. Entwässerung des Mauerinnern.

Trotz aller Vorsichtsmassregeln lassen sich Undichtigkeiten in einem Mauerkörper von so bedeutender Längenerstreckung, unsymetrischer Querschnittsform, ungleicher Höhe, verschiedenartigem und wenig elastischem Material, dessen Herstellung im Wechsel der Jahreszeiten von hundert Händen abhängt und dessen Belastung und Erwärmung sehr ungleichmässig ist, nicht vermeiden. Nicht nur Risse, welche das Eindringen des Druckwassers gestatten, nein auch jene Durchsickerungen, welche die Kalksinterungen, die feuchten Flecke und das Ausfrieren der Fugen luftseitig veranlassen, sind zu fürchten.

Sie sind den ungenügenden hydraulischen Eigenschaften des Mörtels, der Verunreinigung und Porosität sämmtlicher Mauermaterialien zuzuschreiben. Der Angriff ist langsam aber beständig. (Man vergleiche über die Wirkung des Mörtels Prometheus Jahrg. 1898 S. 253.)

Wohl sämmtliche Thalsperren weisen namentlich im Anfang ihrer Benutzung, bemerkt oder unbemerkt Durchsickerungen auf.

Es wurden beispielsweise folgende Wasserverluste gemessen:

Marengo	15	Sekundenliter
Didiouia	10	„
Habra (Druckhöhe 18 m) . .	2	„
Furens (Druckhöhe 50 m) . .	2	„
Ban	10	„
Zola (Druckhöhe 36 m) . . .	20	„
Ternay	3—4	„
Gileppe	5	„
Heilenbeke	2	„
Bouzey vor der Ausbesserung .	330	„
Bouzey nach der „ (1889)	110	„

Um das Sickerwasser unschädlich zu sammeln und abzuleiten sind m. W. zuerst bei der Virnwy-Mauer Vorkehrungen getroffen mit der Begründung: „Um die Möglichkeit eines grösseren Auftriebs zu verhindern, falls der Untergrund durchlässig ist, die Mauer aber nicht.“ (Theil II Abb. 66.)

Ein Entwässerungsnetz enthält der Tytam-Damm. (Theil II S. 80.) Es besteht im unteren Theil der Mauer aus gelochten Zinkrohren, im oberen aus Bambusrohren.

Auch die rheinisch-westphälischen Sperren (mit Ausnahme der Remscheider) weisen ein Entwässerungsnetz auf. Es besteht aus senkrecht, stumpf aufeinander gesetztem Drains von 5—10 cm Durchmesser, in gegenseitigen Abständen von rund 2 m und 2—4 m von der wasserseitigen Mauerfläche entfernt. Sie stehen stumpf auf einem im Gefälle verlegten Sammelstrang, welcher das Sickwasser luftseitig abführt. Ein ähnliches Netz, luftseitig angeordnet, erwies sich bei der Füelbeke (Abb. 53) als überflüssig, da es keine Feuchtigkeit abführte.

Eine Gefahr würde in dem Entwässerungsnetz zu erblicken sein, wenn es sich verstopft. Daher ist während der Bauzeit sorgfältig darauf

zu achten, dass die Rohre verstöpselt werden und keines versehentlich übermauert wird.

15. Der Einstau der Mauer und die Beobachtung der Bewegungen.

Dem Einstauen des Wassers steht der noch nicht beendigte Erwerb des Beckeninnern, die Räumung desselben und, an Bauarbeiten, der wasserseitige Verputz und der Einbau der Entnahmevorrichtungen, welche beide nicht vor Beendigung der Sackungen vorzunehmen sind, entgegen.

Der Einstau ist langsam unter ständiger Beobachtung der Mauer in's Werk zu setzen, damit die unvermeidlichen Druckveränderungen recht langsam vor sich gehen und rechtzeitig unterbrochen werden können. Die Mauer hat nicht nur die gewaltige Last des Wasserdrucks aufzunehmen, in ihrem Innern spielen sich noch weitere chemische und mechanische Vorgänge in Folge der Erhärtung und Ausdehnung des noch nicht fertig abgebundenen Mörtels und des Vollsaugens aller Poren ab.

Zur Beobachtung der Bewegungen, welche sowohl in Folge der Wasserstandsschwankungen als auch in Folge der Temperaturänderungen auftreten und am auffälligsten und leichtesten in der Mauerkrone festzustellen sind, wird eine Visirlinie über die Mauer gelegt. (Abb. 57.) An denjenigen Punkten P einer Geraden, welche man beobachten will, werden senkrechte Blechtafeln (Abb. 58) aufgestellt. Auf diesen sind, in senkrechter Richtung zur Visirlinie verschieblich, Reiter mit feinen Spitzen befestigt. Auf jedem der beiden Thalhänge ist ein gemauerter Pfeiler errichtet. Einer derselben trägt das feste Drehgestell eines kleinen Fernrohrs, der andere eine feste Spitze. In Bezug auf die letztere werden mit Hülfe des Fernrohrs die beweglichen Spitzen nach einer Geraden ausgerichtet und befestigt. Jede nachträgliche Bewegung eines der Punkte P kann nunmehr dem Beobachter nicht mehr entgehen. In Remscheid wurden auf diese Weise 45 mm als Summe der Ausschläge nach beiden Richtungen wahrgenommen und der Einfluss des Wasserdrucks und der Temperatur getrennt nachgewiesen (Abbildung 59). Es sind daselbst neuerdings

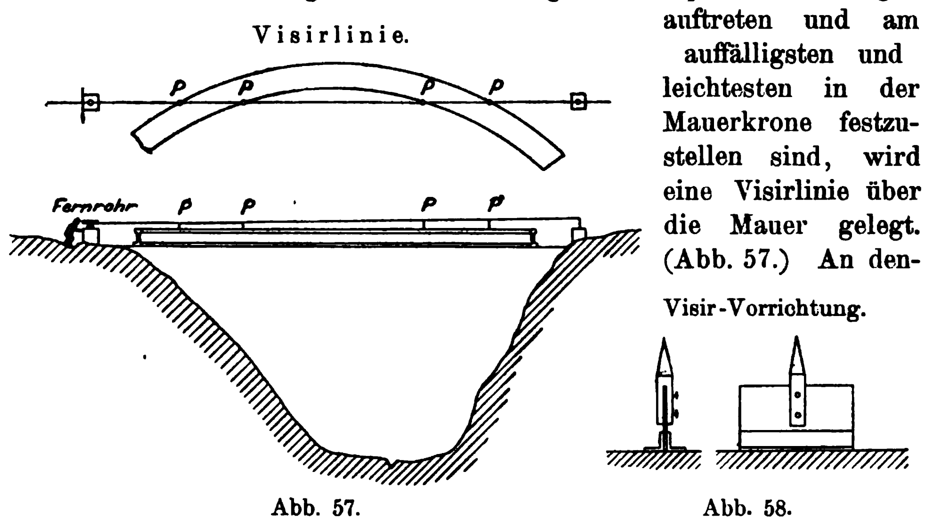
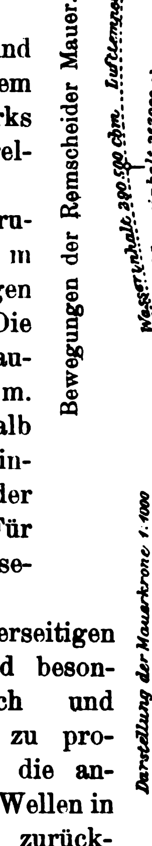


Abb. 57. Abb. 58.

zwei gleichlaufende Visirlinien eingerichtet, welche fortgesetzt beobachtet werden.

Bei der kleinen Lenneper Mauer sind keine Bewegungen beobachtet (dieselbe hat eine luftseitige Anschüttung).

Die Spitzen und das Fernrohrgestell sind für gewöhnlich durch verschliessbare Blechhauben vor Beschädigungen geschützt. Die Vorrichtung ist dem Muster von Bouzey nachgebildet und durch Herrn Oderstrombaudirektor Regierungsrath Hamel für die rheinischen Sperren eingeführt.



Bewegungen der Remscheider Mauer.

Abb. 59.

16. Das Aeussere der Mauer.

Für die Besichtigung und Unterhaltung der Mauer werden Steigeisen, Gerüstringe und Gerüststeine wegen des Wellenschlags nur auf der Luftseite zulässig sein.

Die Gesimse, die Abdeckung und die Geländer der Mauerkrone sind, dem monumentalen Charakter des Bauwerks entsprechend, in Werksteinen oder Ziegelrohbau herzustellen.

Die Mauerkrone soll nach Crugnola, je nach der Stautiefe 0,5 bis 3,6 m über dem höchsten Stauspiegel liegen und 2,5 bis 5,10 m breit sein. Die niedrigen Maasse gelten für eine Stauhöhe von 20 m, die höheren für 60 m. Die Kronenbreite wird schon deshalb reichlich zu bemessen sein, damit sie hinreicht, um den Verbindungsweg der Hänge über die Mauer zu führen. (Für eine sichere Abdeckung und Abwässerung desselben ist Sorge zu tragen.)

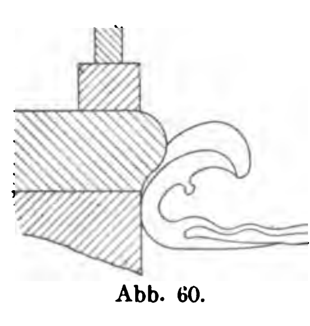


Abb. 60.

Die wasserseitigen Gesimse sind besonders einfach und kräftig, so zu profiliren, dass die anschlagenden Wellen in das Becken zurückgeworfen werden. (Abb. 60.) Die massiven, die Mauerkrone um etwa 1,0 m überragenden Brüstungen sind vielfach nach den Mauerenden

hin weggelassen, um bei ganz aussergewöhnlichen Hochfluthen und unzulänglichem Ueberfall dem überströmenden Wasser da einen Ausweg zu bieten, wo die Mauer am wenigsten gefährdet ist.

Viele Sperrmauern wirken schon durch die gewaltige Masse, wie z. B. die Gileppe, welche ausserdem noch durch das Standbild des flandrischen Löwen geschmückt ist. (Abb. 64 im II. Th.)

Nur wenige haben eine architektonisch schöne und sachgemässe Ausgestaltung erfahren.

In dieser Beziehung ist vor allem die Mauer von Virnwy zu nennen, welche ihrer ganzen Länge nach als Ueberfall dient. (Th. II Abb. 68.) Ein gewölbter Viadukt von schönen Verhältnissen und Schattenwirkungen führt über den letzteren hinweg. Die Entnahmestollen sind durch Kaskaden und kräftige Thurmstellungen hervorgehoben.

Remscheider Sperre. Ansicht.



Abb. 61.

Für die Sperrmauer der Mouche (Theil II Abb. 24) hätte die Nothwendigkeit, die Breite eines Vicinalwegs von 7,0 m auch auf der 410 m langen Mauerkrone beibehalten zu müssen, eine unverhältnissmässige und unerwünschte Verstärkung des Profils ergeben, wenn man nicht darauf verfallen wäre, der Mauer einen sogen. Halbviadukt luftseitig vorzulegen. Derselbe gewährt gleichzeitig eine sehr gute architektonische Wirkung und die Franzosen sind nicht wenig stolz auf diese

Idee des Herrn inspecteur général des ponts et chaussées Carlier. Eine eigenthümliche Verwendung hat die Krone der Sperrmauer von Tillot gefunden. (Th. II Abb. 15.) Sie trägt oberhalb des Stauspiegels einen Weg 4,0 m höher, aber auf massivem Unterbau den Graben, welcher das Speisewasser des Stausee's von Chazilly nach dem Kanal von Bourgogne leitet.

Viele Thalsperren sind mit dürftigen Gesimsen, die in gar keinem Verhältniss zu der Wucht des Bauwerks stehen, man möchte sagen, verunziert. Sind Thalsperren auch zunächst Nutz- und Ingenieurbauten, so sollte man in verkehrsreichen Gegenden, wo diese Werke eine Sehenswürdigkeit bilden, die im Verhältniss zum Gesammtaufwand verschwindenden Beträge zur Hebung des Aussehens nicht scheuen. Kräftige Sockel, Gesimse und Brüstungen, eine Gliederung durch vorgelegte Schieber und Treppenhäuser, balkonartige und thurmartige Ausbauten, eine gefällige Ausbildung des Ueberfalls und der Kaskaden sollten in's Auge gefasst werden.

Mit sehr geringen Mitteln lässt sich ferner durch Baumpflanzungen, Wege und gärtnerische Anlagen, Teiche, Springbrunnen u. s. w. die Umgebung verschönern, wie dies in Remscheid geschehen. (Abb. 61.)

IV. Entnahmevorrichtungen und Hochwasser-Ueberfälle.

Jeder Stauweiher muss eine Entnahmevorrichtung, gewissermassen den Schlüssel zu den aufgespeicherten Schätzen, einen Grundablass zur gänzlichen Entleerung und Entfernung der Schlammablagerungen und einen Hochwasserüberfall als Sicherheitsventil gegen die Ueberschreitung des höchsten zulässigen Stauspiegels besitzen.

Den beiden ersteren Zwecken dient häufig nur eine Vorrichtung. Der Hochwasserüberfall muss für sich allein genügen den Ueberschuss abzuführen.

Für die Anlage aller Anzapfungen und Ableitungen, die sich oft auch in grösserer Anzahl finden, bietet das zu errichtende Abschlusswerk die bequemste, aber auch gefährlichste Gelegenheit.

Es ist unbedingt vorzuziehen, diese überaus wichtigen und unentbehrlichen Nebenanlagen von dem Staudamm zu trennen und eine Durchbrechung „des schwächsten Punktes der Gefässwand“, welche ihren Zusammenhang stört und sie den unberechenbaren Einwirkungen des fliessenden Wassers aussetzt, zu vermeiden.

Leider stellte sich der Verlegung dieser Bauten in die Thalwände, gerade weil dieselben durch ihre Stärke den erwünschten Widerstand bieten, ein unverhältnissmässiger Aufwand an Zeit und Kosten entgegen. Hierzu trägt der Umstand bei, dass die Entnahmevorrichtungen, zum mindesten der Grundablass, vom tiefsten Punkt der Thalsohle ausgehen müssen, will man anders nicht auf die Ausnutzung eines Theiles des Beckeninhaltes und eine gänzliche Entleerung desselben verzichten.

1. Entnahmevorrichtungen für Erddämme.

Bezüglich derselben, sowie auch der Ueberfälle sei auf das später, gelegentlich gemauerter Dämme gesagte verwiesen, namentlich in Betreff der Stollen und Verschlüsse, und hier nur das besonders charakteristische erwähnt.

Die Entnahmeleitungen pflegen in verschiedenen Höhenlagen angeordnet zu sein, um einerseits das Wasser aus beliebiger Tiefe unter dem Spiegel entnehmen zu können, andererseits nicht bei jeder Entnahme den vollen, höchsten Wasserdruck in den Verschlussvorrichtungen überwinden zu müssen. Die letzteren werden am besten auf die Wasserseite des Dammes oder wenigstens der Dichtung verlegt, so dass in den Leitungen, welche den Damm durchdringen, nur Wasser vorhanden ist, wenn solches zum Abfluss gelangen soll und selbst dann nur der hydraulische, nicht etwa der volle hydrostatische Druck herrscht.

Die Konstruktion und Bedienung der Verschlussvorrichtungen ist wegen der Böschungsneigung mit Schwierigkeiten verknüpft. (Abb. 63). Schiessrothrieddamm a. d. Z. f. Bauwesen.

Dies hat dazu geführt am wasserseitigen Dammfuss einen Thurm zu errichten, von welchem aus die senkrechten Gestänge der Verschlüsse bethätigt werden. (Abb. 26).

Um die Brücke zu sparen, welche von der Dammkrone nach dem Thurm erforderlich wird, hat man den letzteren in Gestalt eines Schachtes in den Damm selbst eingebaut, wie bei vielen Harzer Dämmen*) (Abb. 33), bei amerikanischen Dämmen, bei Montaubry (S. 52), Liez (S. 53) und vielen anderen.

So oft dies nun auch ohne Nachtheil geschehen, so wird durch die Einbauten doch die Gleichartigkeit des Dammes unterbrochen, und der Anschluss der Thonumhüllung und der Schüttung bleibt stets in Bezug auf Dichtigkeit unzuverlässig.

Das Gleiche gilt von den den Damm durchdringenden Leitungen, deren Gründung ausserdem schwierig so einzurichten ist, dass sich der Damm nicht an ihnen aufhängt oder sie in den Grund drückt.

Eine unmittelbar in den Damm verlegte Leitung würde dann unfehlbar zu grossen Zerstörungen Veranlassung geben. Daraus erhellt die Wichtigkeit des wasserseitigen Verschlusses bezw. der Vortheil der darin liegt, wenn die Leitung ihrerseits wieder in einen den Damm durchdringenden Stollen frei verlegt ist.

Statt der Rohrleitungen begnügt man sich auch mit gemauerten Stollen.

Im Harz ist es seit Jahrhunderten üblich, eine Rinne aus einem einzigen, geraden Fichten- oder Eichenstamm ausgearbeitet und durch eine wasserdicht aufgepasste Bohle geschlossen, als Entnahmeleitung zu

*) Zu dieser Bauweise ist man im Harz deshalb übergegangen, weil man mit den „Thürmen" — hölzernen Häuschen auf vierbeinigen, frei in den Teich gestellten Böcken — häufig schlechte Erfahrungen gemacht hatte. Es ist vorgekommen, dass sie durch Eis, Wellenschlag oder Wind umgeworfen wurden und der Teich vorübergehend nicht abgelassen werden konnte.

verwenden. Die Rinne wird mit Rasen und Muttererde umhüllt. Ihr luftseitiges Ende mündet unter dem Spiegel eines Sumpfes, um sie beständig dem Einfluss der Luft zu entziehen.

Dieser sogenannte Striegel wird durch Zapfen verschlossen gehalten, welche mittelst Zahnstange und Getriebe oder auch einfach durch eine Hebelvorrichtung mit Durchsteckbolzen geöffnet werden. (Siehe auch Th. II Abb. 60.)

Die Durchquerungen des Dammes mittelst Leitungen in verschiedenen Höhenlagen werden mitunter auf seine Länge vertheilt, um sie in den gewachsenen Boden legen zu können.

2. Die Hochwasserüberfälle für Erddämme.

Die Hochwasserüberfälle der Erddämme werden meist an die Dammenden, womöglich in den gewachsenen Boden oder Felsen der Thalhänge verlegt und massiv erbaut. Die Breite derselben ist reichlich, die Höhe der überfliessenden Schicht gering zu bemessen, um das so über alles zu fürchtende Ueberströmen des eigentlichen Dammes bei Ueberfüllung des Beckens hintanzuhalten.

Eine sehr sinnreiche Hebervorrichtung, welche den Oberflächen-Ueberfall zu ersetzen und mit grosser Druckhöhe und in Folge dessen kleinem Querschnitt zu arbeiten vermag, ist für die Stauweiher von Mittersheim und von St. Christophe zur Ausführung gekommen. (Abb. 62.)

Damm von St. Christophe.
Heberüberlauf.

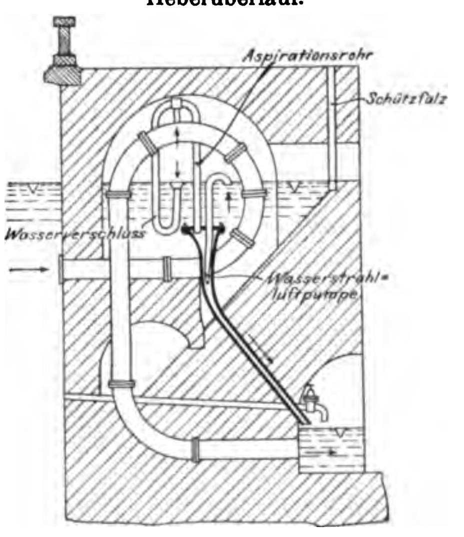


Abb. 62.

Ein einfacher Heber würde erst anfangen zu wirken, wenn der Wasserspiegel des Beckens seinen Scheitel um etwas überschritten hätte, und nicht eher wieder aufhören als bis derselbe unter eines der Heberenden gesunken wäre.

Daher ist eine Vorrichtung eingeschaltet, welche bei Ueberschreitung eines bestimmten Wasserstandes den Heber in Betrieb setzt und bei Unterschreitung desselben wieder ausschaltet.

Der Heber von St. Christophe besteht aus 2 Rohren von je 1,10 m Durchmesser, deren wasserseitige Mündung 4,2 m unter gewöhnlichem Stauspiegel liegt, während die luftseitige 8,5 m tiefer in ein gefülltes Becken mündet. Die Füllung des letzteren ist durch ein die Mauerung durchdringendes Rohr aus dem Weiher ermöglicht und deshalb unumgänglich, weil ohne den Wasserverschluss der Heber nicht luftleer gemacht werden kann. Das Heberrohr ist zu einer Schleife gebogen, um die Wirkung der Centrifugalkraft aufzuheben. Der Scheitel der Schleife liegt über höchstem Wasserspiegel und dort ist die Saugleitung der Luftpumpe angeschlossen.

Sobald der Wasserspiegel eine bestimmte Höhe erreicht, setzt er eine Wasserstrahlluftpumpe, welche die Luft aus dem Heber saugt und damit diesen selbst, in Thätigkeit. Sinkt der Wasserspiegel umgekehrt wieder unter diese Höhe hinab, so wird der Wasserverschluss eines Aspirationsrohres mit weggesaugt, die Luft dringt ein und der Heber ist binnen 22 Sekunden ausser Betrieb. Die Mündung

des Speiserohrs für die Wasserstrahlluftpumpe und die Mündung des Aspirationsrohres liegen auf gleicher Höhe und können mittelst Teleskoprohres innerhalb 70 cm auf den beabsichtigten Wasserspiegel eingestellt werden. Der Heber fördert durchschnittlich 7 cbm in der Sekunde, beide also 14 cbm.

Für das Becken von Torcy-Neuf dient ein Theil des Randes des Entnahmebrunnens gleichzeitig als Ueberlauf. (Abb. 26.)

Der Fuss des Ueberfalls muss, trotzdem der Damm an dieser Stelle eine geringe Höhe zu haben pflegt, gehörig befestigt und der Ableitungskanal in sicherer Entfernung vom Hauptdamm geführt werden.

Die Dämme mit massiven Kernmauern sind, in Bezug auf Sicherheit und Leichtigkeit der Anlage von Entnahme- und Entlastungsvorrichtungen, gegenüber anderen Erddämmen mit und ohne Dichtung, entschieden im Vortheil.

3. Entnahme-Vorrichtungen für gemauerte Dämme.

Die Aufgabe, das aufgespeicherte Wasser in zweckmässiger, betriebssicherer und allen sonstigen Anforderungen entsprechender Weise aus dem Becken abzulassen, ist auch für gemauerte Dämme nicht so einfach als dies auf den ersten Blick scheinen möchte. Folgende Gesichtspunkte sind zu beobachten:

α) Die sichere, wasserdichte Durchführung durch die Mauer oder, mittelst Stollen, durch die Bergwand, ohne die eine oder andere, durch Ausführung oder Betrieb zu gefährden.

β) Die geeignete Höhenlage, sowohl mit Rücksicht auf das für die Ableitung nöthige Gefälle und die Vermeidung von Druckhöhenverlusten, als auch auf den wechselnden Wasserspiegel, die Verschlammung und den verlorenen, todten Raum im Becken.

γ) Die Sicherheit, Vielseitigkeit, Leichtigkeit und Billigkeit des Betriebs.

δ) Die gesonderte Gewinnung von Wasser am Einlauf in das Becken oder aus verschiedenen Wassertiefen, die Aufbesserung, Messung und Weiterleitung des Wassers.

a) Stollen durch den Felsen.

Für die Bauausführung und die Standsicherheit der Mauer ist es ohne Zweifel am vortheilhaftesten, wenn ihre Gleichartigkeit durch keine Oeffnung unterbrochen wird, welche zu ungleichmässigen Sackungen, Rissen und Undichtigkeiten Veranlassung giebt.

Daher sind namentlich bei Sperren von grosser Stauhöhe, wie die Furens, Nuovo Puentes, die Gileppe (Siehe Theil II) u. a. Stollen durch die Bergwand getrieben und so die Entnahme gänzlich unabhängig von der Mauer gestaltet.

Die Stollen erfordern je nach dem Felsmaterial eine Mauerauskleidung, wenn sie unmittelbar als Wasserleitung dienen sollen. Bei den 3 genannten Beispielen ist dies nur theilweis der Fall. Es sind vielmehr eiserne Rohrleitungen innerhalb der Stollen verlegt, welche wasserseitig durch einen oder mehrere Mauerwerkspfropfen eingedichtet, im übrigen zugänglich sind.

Schiessrothried. Querschnitt des Abschlussdammes mit Ablass. 1 : 300.

(Entnommen der Zeitschrift für Bauwesen, 1893.)

Abb. 63.

Von den Entnahmestollen der Mauern von Hijar und Alicante (Th. II Abb. 4) liegt wenigstens einer im Felsen, wenn auch unterhalb, und somit nicht gänzlich unabhängig von der Mauer.

b) Stollen durch die Mauer.

Die gewöhnliche und billigere Anordnung ist die Verlegung der Entnahmestollen in die Mauer selbst. (Th. II Abb. 1, 3, 8, 12.)

Die gemauerten Kanäle dienen bei den älteren spanischen und französischen Ausführungen, wasserseitig mit Schützen versehen, ohne weiteres dem Wasserabfluss.

Die schwierige Handhabung grosser Schützen führt dazu den Querschnitt des Kanals an der Verschlussstelle zu vermindern oder durch Einbau einer Zwischenmauer oder eines eisernen Rahmens zu theilen. Luftseitig ist der Querschnitt ungetrennt und sich erweiternd mit genügendem Sohlengefälle durchgeführt. (Th. II Abb. 8 u. 26.)

Eine sichere Werksteinauskleidung gegen den Angriff des Stromes ist, wie das Beispiel der Habra lehrt, unerlässlich. (Th. II Abb. 88—91.)

Diese Art der Entnahme ist wegen ihrer Einfachheit und namentlich wenn das Wasser in offener Leitung weiter fliesst, auch bei neueren Bauten zur Anwendung gekommen, so z. B. bei den Stauweihern in den Vogesen. (Th. II Abb. 33.)

c) Eiserne Rohre.

Neuerdings wird jedoch der Abfluss meist in eisernen Rohren durch die Mauer geführt. Dieselben bieten den grossen Vortheil, dass sich Schieberverschlüsse, Drosselklappen, Abzweigungen u. s. w. leicht einbauen lassen und Druckhöhenverluste vermieden werden. Ihre Verlegung im Mauerwerk erfordert jedoch grosse Vorsicht, damit sie, nicht durch Sackungen beschädigt, wasserdicht demselben anliegen.

In Nordamerika, Algier und Frankreich (Th. II Abb. 45, 46, 84) sind gusseiserne Rohre ohne weiteres in das aufgehende Mauerwerk eingelegt und übermauert worden und man hat nicht gehört, dass daraus Nachtheile entstanden sind.

Vorzuziehen dürften schmiedeeiserne Rohre sein, deren Wandungen bei übermässiger Inanspruchnahme wohl nachgeben aber nicht zerspringen. Bemerkenswerth ist die Anordnung der Eindichtung in Ternay (Abbild. 64). Der Rohrstollen, in grossen Werksteinen ausgeführt, blieb offen, bis Sackungen des darüber liegenden Mauerwerks nicht

Entnahmevorrichtung des Beckens von Ternay.

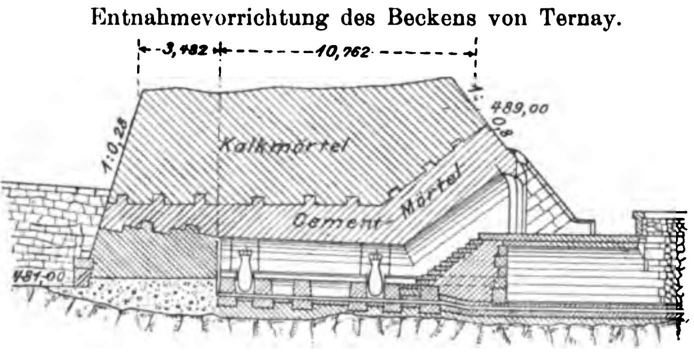


Abb. 64.

mehr zu erwarten waren. Die Rohre wurden dann mittelst eines keilförmigen Mauerwerkspfropfens wasserseitig eingedichtet. Der Rest des Stollens blieb zugänglich.

Dicht hinter dem Propfen wurde der erste Schieber eingebaut, weil an dieser Stelle die Erschütterungen, welche das Oeffnen und Schliessen und der gestörte Durchfluss des Wassers zur Folge hat, am wenigsten nachtheilig wirken, und ferner der für Reparaturzwecke unzugängliche Theil der Rohrleitung auf ein möglichst kurzes Stück beschränkt bleibt. Zur Reserve ist noch ein zweiter Schieber eingebaut. Nach diesem Vorbilde ist auch die Entnahme der rheinisch-westphälischen Thalsperren gestaltet (Abb. 49a) Das in dem konischen, abgetreppten Mauerwerkspfropfen eingebettete Rohrstück ist zur Vorsicht aus geschweisstem Schmiedeeisen hergestellt und mit Winkeleisendichtungsringen versehen (Abb. 65). Bei der Lenneper Thalsperre ist der Mauerwerkspfropfen in

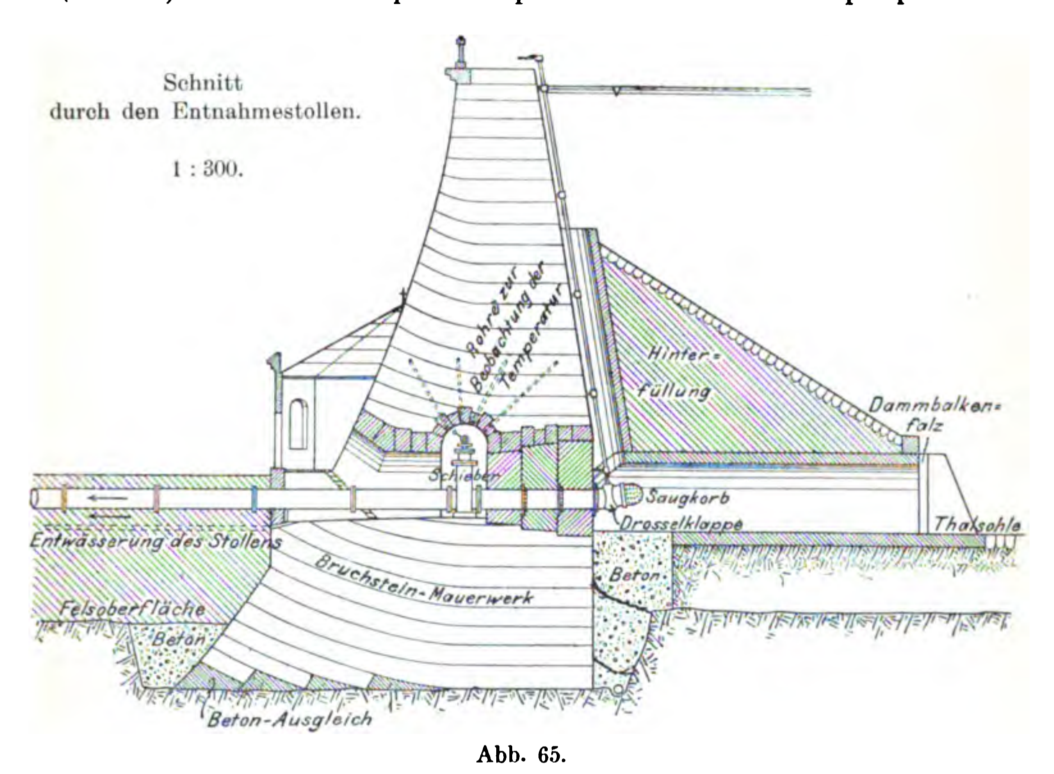


Abb. 65.

einzelnen, je 1 Ziegelstein starken Scheiben, von der Luftseite beginnend, gemauert und gegen die Stollenwände mit eisernen, in den Cementmörtel getriebenen Keilen verspannt.*)

*) Die Ausrüstung der mit besonderer Sorgfalt, plastischem Mörtel, ausgesuchten Steinen und in einem grossen Pfeilverhältniss zu überwölbenden Stollen ist m. E. möglichst kurze Zeit nach Einsetzen des Schlusssteines vorzunehmen.

Die Sackungen und das Ineinanderpressen des Bogens werden durch eine aufgebrachte künstliche Belastung beschleunigt und begünstigt und dadurch Lockerungen der endgültigen Uebermauerung vermieden.

d) Schutz der wasserseitigen Entnahmemündung durch Brunnen.

Selten steht die wasserseitige Mündung des Entnahmestollens ohne weiteres mit dem Beckenwasser in Verbindung. Dieselbe vermittelt gewöhnlich ein sogenannter Entnahmethurm, ein Brunnen von rechteckigem, halbkreisförmigem oder polygonalem Querschnitt, welcher wasserseitig freisteht (Abb. 69 u. Th. II 56, 57), oder der Mauer vorgelegt (Th. II. Abb. 8, 9, 10, 26) oder auch im Mauerprofil ausgespart ist (Th. II Abb. 4 u. 84). Im zweiten Falle, selbst wenn der Brunnen nur eine Wandstärke von 0,5 m (Didiouia) hat, werden durch ihn die Pressungen wasserseitig erhöht, im letzteren Falle der Querschnitt der Sperrmauer geschwächt. Die Brunnen haben bei den spanischen, algerischen und französischen Thalsperren, welche meist sehr der Verschlammung ausgesetzt sind, den Zweck, die Verschlammung der Verschlussvorrichtungen und das Eintreiben schwimmender Gegenstände zu verhüten.

Sie sind mit sogenannten Scharten in verschiedener Höhenlage versehen, so z. B. hat:

Alicante 60 Reihen von je 2 Scharten in 0,30 m Abstand von einander und 0,41 m über einander je 0,11 m i. L. breit und 0,22 m hoch.

Hamiz 66 Scharten, durch gusseiserne Rohre von 0,30 m Durchmesser gebildet und zu je 3 über 33 m Höhe vertheilt.

Tlélat	6 Scharten	0,20 . 0,50 m i. L.
Didiouia	12 „	0,20 . 0,50 „ „ „
Villar	42 „	0,45 . 0,80 „ „ „

Der Brunnen ist im Innern durch Leitern oder Treppen bis zum jeweiligen Stauspiegel begehbar.

In neuerer Zeit ist diese ursprüngliche Einrichtung dadurch vervollkommnet, dass man wasserseitig Schützen an den Scharten angebracht hat (Th. II Abb. 26) und nun in der Lage ist, nicht nur das Wasser aus beliebiger Höhe zu entnehmen, sondern auch den Innenraum ganz abzuschliessen und trocken zu legen. Das letztere kann auch durch kleine Undichtigkeiten der Schartenverschlüsse nicht verhindert werden, denn das Sicker-Wasser fliesst sofort durch den Entnahmestollen ab. Durch den Brunnen werden nunmehr mehrere Durchquerungen der Mauer, welche früher zur Entnahme aus verschiedenen Höhenlagen erforderlich schienen, vermieden. Die Zugänglichkeit der Verschlussvorrichtungen und Gestänge des auf der Sohle des Brunnens mündenden Entnahmestollens lässt sich stets herstellen. Durch den doppelten Verschluss, des Brunnens, wie des Stollens, ist eine doppelte Sicherheit geboten und es kann durch entsprechende Oeffnung beider Verschlüsse eine gewisse Ausspiegelung im Brunnen geschaffen werden, welche das Ungestüm des einströmenden und abzulassenden Wassers bricht.

Man kann sogar noch einen Schritt weiter gehen und den Brunnen nur als Umhüllung eines eisernen Abfallrohres benutzen (Abb. 66—68),

welches einerseits mit dem Entnahmerohr, andererseits durch wagrechte, die Brunnenwand durchdringende Abzweigungen mit dem Stausee in Verbindung steht. In sämmtliche Verbindungen sind Schieber oder Schützen einzubauen, um den Wasserabfluss nach Belieben drosseln oder unterbrechen zu können.

Schnitt durch den Entnahmebrunnen und Stollen. 1 : 300.

Ansicht des Entnahmebrunnens. 1 : 300.

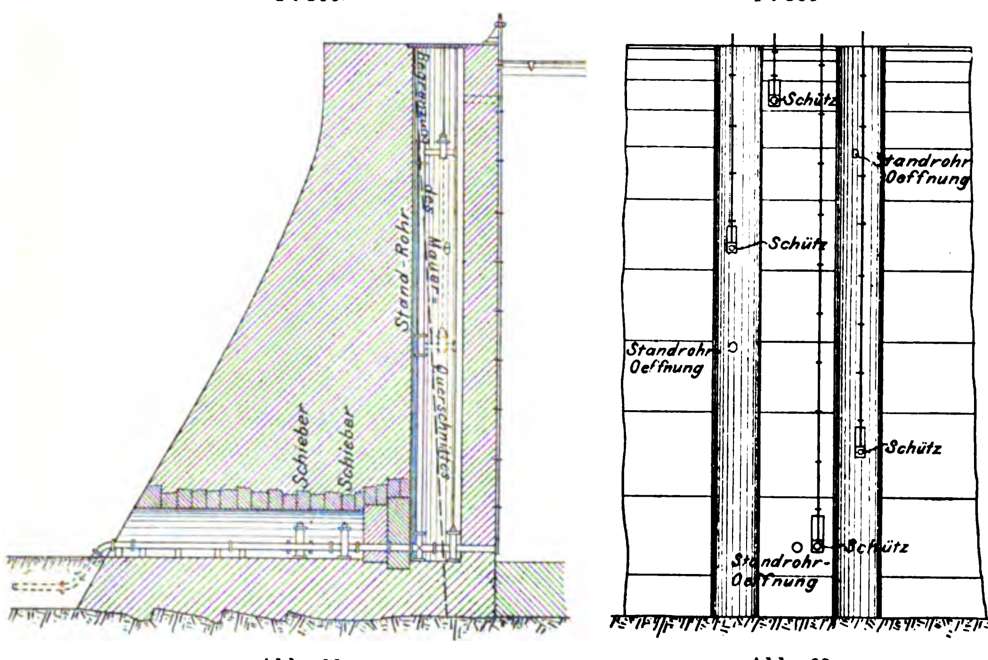


Abb. 66.

Abb. 68.


Wagrechter Schnitt durch den Stollen und den Brunnen. 1 : 300.

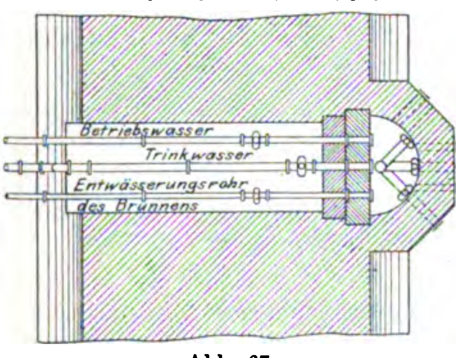


Abb. 67.

Das Innere des Brunnens muss durch ein Entwässerungsrohr, welches von der Sohle aus die Mauer in Gemeinschaft mit dem Entnahmerohr durchquert, trocken zu legen sein. Es steht nichts im Wege, in die Wand des Brunnens Scharten einzulegen und ihn unabhängig vom Standrohr als zweite Entnahmevorrichtung zu benutzen. Auf diese Weise sind 2 derartige Einrichtungen gewissermassen in einander geschachtelt und können gleichzeitig zur Entnahme in verschiedenen Höhen benutzt werden. (Abb. 66—68.)

Eine ähnliche Anordnung ist bei der Heilenbeke getroffen und soll bei der Ronsdorfer Sperre beabsichtigt sein. Im übrigen sei bemerkt, dass man sich von der herkömmlichen, spanischen Anordnung,

die Brunnen aus Mauerwerk und in enger Verbindung mit der Sperrmauer herzustellen frei machen sollte.

Eiserne Brunnen, entweder in Anlehnung an die Mauer oder vollständig getrennt von derselben auf besonderem Fundament, gewähren dem Konstrukteur eine bei weitem grössere Freiheit in der Anordnung der Oeffnungen und Verschlüsse, beeinträchtigen den Mauerquerschnitt nicht und dürften, einschliesslich der Abstützung und des Verbindungsstegs mit der Mauerkrone, keinen erheblich grösseren Kostenaufwand verursachen. Durch Kompensationseinrichtungen, gekrümmte Rohre oder Gelenkkupplungen ist dafür zu sorgen, dass etwaige Bewegungen des Thurmes das im Mauerwerk eingebettete Rohr nicht losrütteln.

e) Gesonderte Entnahme von Trinkwasser.

Der massive, freistehende Brunnen der Remscheider Sperre (Abb. 69) hat eine Einrichtung erhalten, um das als Trinkwasser besonders geeignete, sauerstoffreiche, frische Bachwasser in erster Linie zur

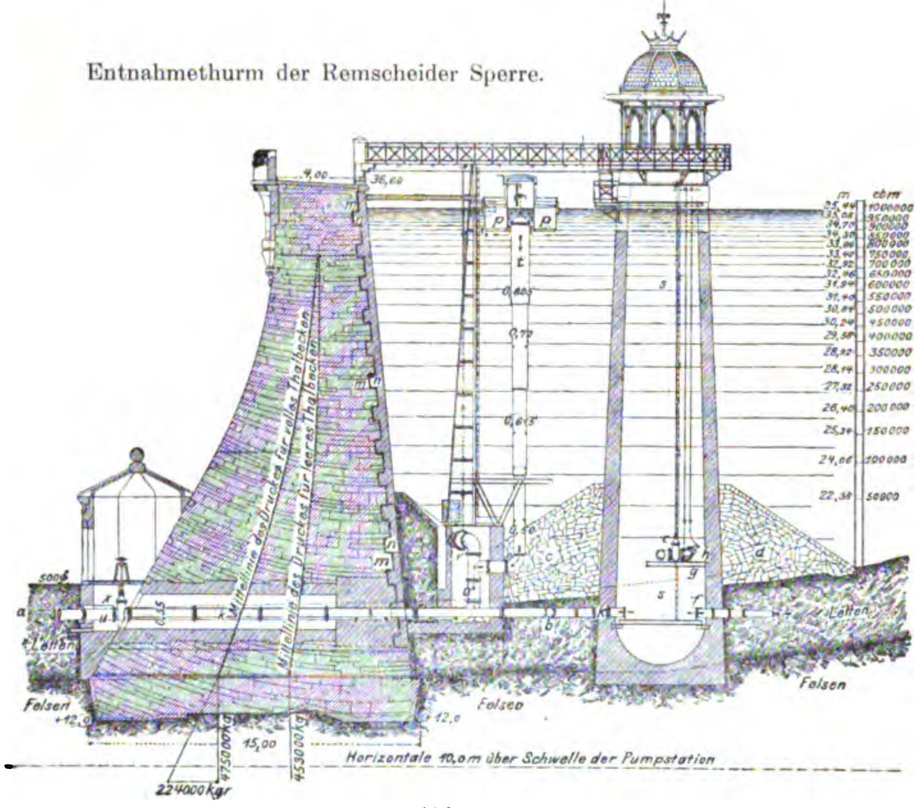


Abb. 69.

Deckung des Bedarfes heranzuziehen. Die Bäche sind oberhalb des Beckens abgefangen und werden dem Brunnen zunächst in Thonrohrleitungen, weiterhin in eisernen Leitungen zugeführt (Abb. 70). Ist der Verbrauch im Verhältniss zum Zufluss schwach, so öffnet sich bei 0,5 m Ueberdruck ein Ventil nach aussen und das Bachwasser tritt ins

Becken. Umgekehrt dringt das Beckenwasser, bei einem 0,5 m niedrigern Stand im Brunnen, in den letzteren ein und ergänzt den mangelnden Zufluss.

Eine etwas komplicirte und theure Vorrichtung zur selbstthätigen Entnahme des Oberflächenwassers besteht in einem Teleskoprohr, welches an einem Ponton aufgehängt ist und durch ein eisernes Gerüst geführt wird. Zur Dichtung der Rohrschüsse genügen Ledermanchetten, da es auf unbedingte Wasserdichtigkeit nicht ankommt. Je nachdem man den Rand des obersten Schusses in seiner Höhenlage zum Ponton hebt oder senkt, strömt eine kleinere oder grössere Wassermenge über. Das Temperatureinflüssen und Verunreinigungen ausgesetzte Oberflächenwasser wird nur für motorische Zwecke ausgenutzt. Bei einem gewissen niedrigsten Stauspiegel soll diese Abgabe unterbrochen werden und es wird das dadurch erreicht, dass sich das Ponton auf eiserne Träger aufsetzt und ein weiteres Sinken des Ueberlaufs verhindert.

Die Remscheider Mauer durchdringen 3 Rohrleitungen: die Trinkwasserleitung von 350 mm Durchmesser und die Trieb-(Oberflächen-) wasserleitung von 500 m Durchmesser in gemein-

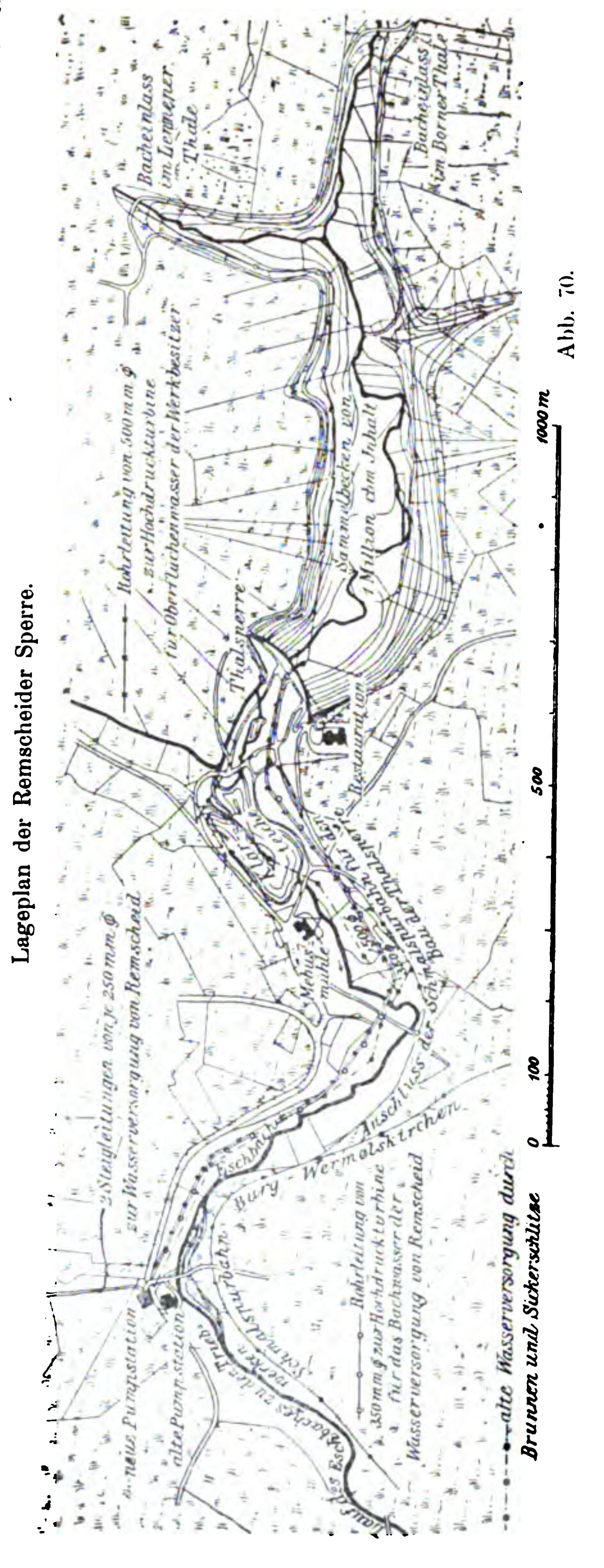


Abb. 70. Lageplan der Remscheider Sperre.

schaftlichem Stollen, sowie der Grundablass von 500 cm Durchmesser im besonderen Stollen.

Auch die an das Teleskoprohr anschliessende Triebwasserleitung kann mit den tiefern Schichten des Beckens durch eine besondere Oeffnung in Verbindung gesetzt werden und als Grundablass dienen. Alle 3 Leitungen haben sowohl wasser- als luftseitig je einen Verschluss.

f) Durchquerung der Hinterfüllung.

Einige der rheinisch-westphälischen Sperrmauern sind mit Erde hinterfüllt (Abb. 65 u. Th. II. Abb. 29). Dort ist natürlich ein gewölbter Kanal durch die Hinterfüllung für das zu entnehmende Wasser erforderlich. Ausserdem ist ein Verschluss (Drosselklappe) wasserseitig angeordnet, dessen Gestänge durch einen Schacht nach der Mauerkrone geführt wird.

An der wasserseitigen Mündung des Kanals sind dann Falze vorgesehen, um bei Reparaturen der Drosselklappe, die nur bei leerem Becken stattfinden können, nicht auf den letzten Rest des dann sehr langsam ausfliessenden Wassers warten zu müssen.

Für die Abführung des Bachwassers werden freilich besondere Vorkehrungen (Pumpen, Heberleitungen) in Dienst gestellt werden müssen.

g) Verschlüsse der Entnahme.

Als Verschlüsse der Entnahmevorrichtungen dienen Schieberschützen (Th. II Abb. 33), Schieber (Abb. 64 u. 65), Zapfen (Th. II Abb. 60), Drosselklappen (Abb. 65) u. dergl.

Cylinderschütz.

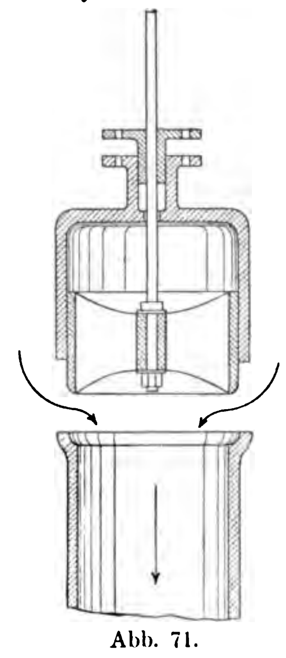


Abb. 71.

Merkwürdiger Weise sind Cylinderschützen, welche jeden beliebigen Querschnitt mit sehr geringem Kraftaufwand unter jedem Druck frei zu machen gestatten, m. W. nirgends angewandt. Das Princip ihrer Anordnung ist durch nebenstehende Abb. 71 erläutert.

Die natürliche Lage der Verschlüsse, sei es mit oder ohne Brunnen, ist wasserseitig der Mauer, weil dann die Leitung, welche letztere durchdringt, vollständig vom Wasser abgesperrt werden kann, auch die Mauerfläche den Schiebern oder Schützen ein geeignetes Widerlager bietet. Freilich sind zum mindestens die äussern Verschlüsse, solange sie das Wasser bedeckt, der Kontrolle entzogen und es müssen Gestänge, welche sich gegenseitig nicht im Wege sein dürfen, bis zur Mauerkrone emporgeführt werden, um die Bethätigung bei jedem Wasserstande zu ermöglichen. Für das Schliessen der Schützen ist auf eine sichere Ver-

ankerung der Winden und eine gehörige Führung der auf Knicken beanspruchten Gestänge Bedacht zu nehmen.*)

Die Handhabung der Schieber vereinfacht sich wesentlich, wenn sie luftseitig in die Entnahmeleitung eingebaut sind. Daher dürften die Schützen und Drosselklappen als Reserve anzuordnen, die Schieber für den gewöhnlichen Gebrauch zu benutzen sein. Im Allgemeinen ist es nicht erforderlich, ja nicht einmal erwünscht, den Abflussquerschnitt plötzlich zu verändern und es genügt in der Regel Menschenkraft zur Bedienung der Verschlüsse. Wächst indessen der Bewegungswiderstand der letzteren bei hohem Wasserdruck erheblich, oder wird beabsichtigt, in Nothfällen eine schnelle Oeffnung herbeizuführen, so hat man auch Maschinenkraft verwendet. Zur Erzeugung derselben, in Gestalt von Druckwasser oder mit Hülfe eines Wasser-Motors, steht wohl Wasser und Gefälle genug zur Verfügung. Beides kann aber nur wieder durch eine besondere Entnahmeleitung erschlossen werden. Eine einfache, billige und betriebssichere Vorrichtung, um Druckwasser auf die Mauerkrone zu liefern, ist ein hydraulischer Widder. Man wird auf einem der Hänge einen kleinen Ausgleich- und Vorraths-Behälter aufstellen, welchem das Wasser beständig zugeführt und nach Bedarf entnommen wird.

Für die Sperre von Nuovo Puentes liefert das Druckwasser eine hoch gelegene Quelle. (Siehe Theil II unter C.)

Die rasche Entleerung des Beckens kann, wie die vorgekommenen Unglücksfälle beweisen, von grosser Wichtigkeit sein. Darum ist der Betriebssicherheit der Verschlüsse eine hohe Aufmerksamkeit zu widmen und Saugkörbe, Schlitzrohre und dergl. an Stelle der Brunnen, sowie Gitter zum Zurückhalten der Fische mit Vorsicht zu verwenden.

Die Anzahl, Höhenlage und der Querschnitt der Oeffnungen sind ferner unter Berücksichtigung des beständigen Zuflusses so zu bemessen, dass die Entleerung des Beckeninhaltes nicht allzu lange Zeit in Anspruch nimmt.

Die Bestimmung der Ausflusszeit ist nur dadurch möglich, dass man für jede der aus der Inhaltsberechnung des Beckens bekannten Schichten (Siehe S. 28), unter Hinzurechnung eines Pauschquantums für den Zufluss, die einzelnen Ausflusszeiten, berechnet und addirt.**)

h) Die Fassung von Bächen zur Gewinnung von Trinkwasser, die Entnahme desselben aus dem Becken und die Aufbesserung.

Die Skizze (Abb. 72) zeigt die Gewinnung von Bachwasser, vor Einlauf in das Becken, für Trinkwasserzwecke, nach Professor Intze. Das bessere Bachwasser wird so lange allein benutzt bis der Mangel zwingt, es durch Sperrenwasser zu ergänzen oder zu ersetzen.

Der Zufluss aus dem Schlitzrohr im Bachbett mündet im Brunnen etwas tiefer und die Ueberlaufsöffnung etwas höher wie die Entnahme-

*) Anm. Siehe Alfeldmauer (Th. II Abb. 33).

**) Bezüglich der Formeln sei auf des Ingenieurs Taschenbuch Hütte u. a. verwiesen.

öffnung. Von dem Brunnen aus fliesst das Wasser in Thon- oder Cementrohren, welche bei grösserem Drucke durch eiserne ersetzt werden, entweder an den Hängen entlang um das Becken herum oder durch das Innere des Beckens und die Entnahmestollen. (Abb. 70.)

Erstere Anordnung ist vorzuziehen, denn die Leitung innerhalb des Beckens ist unzugänglich. Kleinere Undichtigkeiten derselben sind zwar nicht besonders nachtheilig, aber es sind auch Sackungen, Brüche und Verstopfungen nicht ausgeschlossen, sowie eine Komplikation der Entnahme in den Kauf zu nehmen.

Bachwasser-Entnahme.

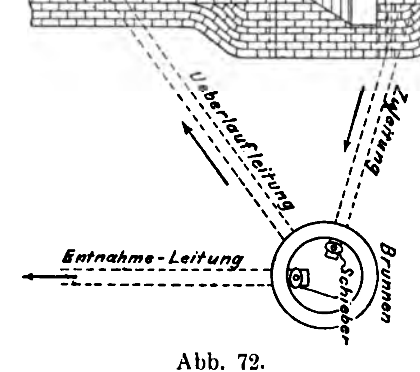


Abb. 72.

Für das oberhalb der Mauer ankommende Bachwasser leistet ein kleines Vorraths- und Ausgleichbecken, mit Hochwasserüberlauf nach dem Staubecken zu, gute Dienste.

Besteht überhaupt die Absicht und Gelegenheit einer solchen Bachfassung, so ist ihre Ausführung im Interesse der Versorgung des Bau's mit Gebrauchs- und Kraftwasser zeitig in's Auge zu fassen.

Die als Trinkwasser am besten geeigneten Schichten des Beckeninhalts befinden sich in der Tiefe von 6—10 m unter dem Stauspiegel.

Die oberen Schichten unterliegen in erheblichem Maasse den Einflüssen der Temperatur, während nach der Tiefe hin eine Abnahme des Sauerstoffgehalts und eine Zunahme an Keimen und organischen Substanzen zu verzeichnen ist.

Letzterer Gehalt erfährt durch eintretende Regengüsse, nach längerer Trockenheit durch die Zuführung derselben und durch die Ablagerungen auf dem Gürtel des Beckens, welcher beim Steigen des Stauspiegels überschwemmt wird, erfahrungsgemäss eine Vermehrung.

Die Güte des Wassers hängt wesentlich von der Beschaffenheit des Niederschlagsgebietes ab, welches gut bewaldet und von menschlichen Einflüssen frei zu erhalten ist. Vorsicht bei der Ableitung von Abwässern und dem landwirthschaftlichen Betrieb ist geboten, eine häufige Erneuerung des Beckenwassers in allen Schichten wünschenswerth.

Das Beckenwasser wird namentlich bei sehr niedrigem Wasserstand nicht mehr den an ein gutes Trinkwasser zu stellenden Ansprüchen genügen und der Aufbesserung bedürfen.

Dazu dienen vor allen Dingen Filter. Es ist verlockend und vielleicht auch u. U. zulässig, dieselben in's Innere des Beckens zu verlegen, wo Flächen in beliebiger Ausdehnung und Höhenlage zur Verfügung stehen. Indessen ist Reinigung und Instandhaltung vom Wasserstand im Becken abhängig und ohne Betriebsstörung nicht möglich, die Bemessung der Filtergeschwindigkeit sehr unsicher. Im Lenneper Becken sind derartige Filter angeordnet. Die Höhe der Verschlammung hat sich bei der jährlichen Leerung nur gering — 5 mm — gezeigt. Ihre Entfernung ist mehrere Jahre durch plötzlich eintretende Regengüsse vereitelt worden.

Die Anlage der Filter unterhalb des Beckens ist theurer und mit Druckhöhenverlusten verknüpft, aber betriebssicherer. Oft bietet sich daselbst Gelegenheit zur natürlichen Filtration und zur Anreicherung des Wassers mit Sauerstoff in flachen Teichen und Springbrunnen, wodurch auch ein etwaiger Eisengehalt niedergeschlagen wird.

Das Wasser muss durch Filtergänge oder eine unterirdische Absperrung des Thales, gewissermassen eine Grundwassersperre, wiedergewonnen werden. (Ternay, Remscheid.) Die Anlagen sind von der Beschaffenheit des Untergrundes abhängig, es kann leicht eine Versumpfung und Verkrautung eintreten.

Die Einleitung von atmosphärischer Luft in das Wasser hat sich zum Zwecke der Enteisung desselben nicht bewährt,*) indessen möchte sie, in der Nähe der Entnahmeöffnungen eingepumpt, wesentlich zur Verbesserung des Wassers beitragen.

Die Ausnutzung des Beckenwassers zum Betriebe von Gebläsen, Turbinen und anderen Maschinen erweist sich, trotz der wechselnden Druckhöhe, auch in unmittelbarer Nähe des Beckens als vortheilhaft.

In Remscheid treibt das Oberflächenwasser des Beckens zwei Turbinen, welche, unterstützt von einer Dampfmaschine, der Stadt das Trinkwasser auf 138 bezw. 174 m Höhe heben.

Der Betrieb der Turbinen gewährt eine erhebliche Ersparniss an Kohlen, Schmiermitteln und Bedienung. Dieselben sind jederzeit in Gang zu setzen und durch Einstellung der Beaufschlagung und Drosselung des Zuflusses dem Kraftbedarf anzupassen. Das Betriebswasser gewinnt sogar durch die innige Berührung mit der Luft als Trinkwasser an Werth. Die Anwendung der Uhlhornschen Kuppelung (Gräfenbroich bei Neuss am Rhein) oder einer ähnlichen Einrückvorrichtung hebt die Schwierigkeit, die Turbinen mit einer Dampfmaschine an derselben Welle arbeiten zu lassen.

4. Die Hochwasserüberfälle für gemauerte Dämme.

Die Entnahmevorrichtungen genügen selbst für den Fall, dass ihre Abmessungen gross genug sind, allein nicht, alles dem Becken nach seiner Füllung noch zuströmende Wasser mit Sicherheit abzuführen.

*) Deutsche Bauzeit. 1896 S. 433.

Dem Zwecke des Beckens entsprechend, werden sie gerade bei reichlichem Wasserzufluss zu schliessen sein.

Leicht kann eine plötzliche Verstärkung des Zuflusses — bei Nacht, Unwetter, in Abwesenheit des Wärters — eintreten und der richtige Zeitpunkt versäumt werden, die Ablässe zu öffnen. Auch liegt die Möglichkeit vor, dass deren Mechanismus in irgend einer Weise versagt.

Wie gefährlich aber die Erhöhung des Stauspiegels über das zulässige Maass wirkt, ist durch Rechnung und Erfahrung hinreichend nachgewiesen.

Daher ist zu verlangen, dass ein Ueberfall von solcher Gesammtbreite und Anordnung vorgesehen wird, dass er allein im Stande ist, auch das grösste Hochwasser ohne Ueberschreitung der vorgeschriebenen Stauhöhe abzuführen. Da jede neue Hochfluth alle früher beobachteten übertreffen kann, ist den ungünstigsten Annahmen noch ein Zuschlag zu geben.

Derselbe ist um so höher zu bemessen, je unbekannter und wilder das Regime des abzusperrenden Baches, je kleiner der Beckeninhalt im Verhältniss zum Niederschlagsgebiet, je folgenschwerer ein Bruch der Mauer ist.

Die Abflussmenge, welche pro Sek. und qkm des Niederschlagsgebietes der Berechnung des Ueberfalls zu Grunde gelegt wird, muss für jeden Fall besonders festgestellt werden.

Intze nimmt für die schlecht bewaldeten, steilen und dichten Höhen des Wuppergebietes (Meereshöhe zwischen 3—400 m) 1—1,2 cbm pro Sek. und qkm an.

Nach den Angaben von Fecht ergiebt sich für den Alfeldsee in 850 m Meereshöhe eine grösste, sekundliche Abflussmenge von 2,3 cbm pro qkm Niederschlagsgebiet.

Für den abgelegenen Altenweiher sind unter ähnlichen Verhältnissen sogar 10 cbm pro qkm und Sek. gerechnet.

Nach den Beobachtungen am Bober und Queis sind daselbst pro qkm Niederschlagsgebiet 3 cbm/Sek. abgeflossen.

Die Amerikaner pflegen für ihre Ueberfälle eine Abflusshöhe von 6 Zoll = 15 cm anzunehmen, das entspricht 1,74 cbm pro Sek. und qkm des Niederschlagsgebietes.

Unter Vernachlässigung der Zuflussgeschwindigkeit genügt es, die Breite b des Ueberfalls unter Festsetzung der grössten zulässigen Strahldicke h aus der Formel:

$$Q = \frac{2}{3} \text{u. b. h} \sqrt{2 g h}$$

wo $\frac{2}{3}$ u. = 0,6 zu setzen ist, zu berechnen. (Siehe Tabelle 1 S. 15.)

Was die Lage des Ueberfalls betrifft, so wird sich selten am Rande des Beckens eine Senkung finden, durch welche man, ohne allzugrossen Kostenaufwand, das überschüssige Wasser nach einem Nebenthal abfliessen lassen kann.

Auch darf diese Stelle, der Beaufsichtigung wegen, nicht zu weit von der Mauer entfernt und nicht in einer engen Bucht mit flachem Ufer, der Eisverstopfung und dem Thauwind ausgesetzt liegen.

Dagegen wird es sich wohl beinahe immer ermöglichen lassen, einen Randkanal, sei es aus dem Felsen ausgearbeitet, sei es mit einseitiger Mauerbegrenzung herzustellen, dessen wasserseitige Einfassung auf beliebige Länge den Ueberfall bildet. (Theil II Abb. 2, 52, 74, 76.)

Das beckenseitige Ende desselben lässt sich an den Felsen des Thalhangs anschliessen, das andere Ende stösst an die Sperrmauer.

Das überfliessende Wasser sammelt sich im Kanal und fliesst durch eine Lücke der Sperrmauer ab.

Diese Anordnung ist sogar mit Vortheil verwendet worden, um eine an und für sich zweckmässige Lage der Sperrmauer nicht aufgeben zu müssen, weil einer der Hänge in einen flachen Kopf ausläuft: Die Ueberfallmauer vermittelt, zurückbiegend, den Anschluss an höher liegendes Gelände. (Sodom, Theil II Abb. 40.)

Eine dritte Art der Ausführung, nämlich das überströmende Wasser über einen tiefer liegenden Theil der Krone der Hauptmauer stürzen zu lassen, steht, was Sicherheit und Unterhaltungskosten anlangt, hinter den beiden ersten zurück.

Sie sollte sich auf solche Fälle beschränken, wo die Sperrmauer mehr einen wehrartigen Charakter hat, und deshalb auf die ganze oder einen Theil der Länge als Ueberfall benutzt werden muss. Dann aber ist ein angemessener, sehr kräftiger Mauerquerschnitt — Stauwehrquerschnitt — zu verlangen (V i r n w y, Th. II Abb. 66 u. 68).

Einen solchen kann unter Umständen auch der Auslauf des schwachen, französischen Profils an einem flachen Hange bieten, da der obere Theil der Mauer an und für sich eine den theoretisch erforderlichen Querschnitt weit übertreffende Stärke besitzen muss. Unter anderen Verhältnissen sollte man davon absehen, den Ueberfall in die Sperrmauer zu legen, denn selbst ausgezeichnetes Mauermaterial und ein eben solcher Baugrund werden nicht verhindern, dass allmählich durch das überstürzende Wasser, von demselben mitgeführte Körper, Eisbildung und dergleichen Zerstörungen entstehen. Diesen soll aber das Hauptabschlusswerk nicht ohne Noth ausgesetzt werden.

Die Krone des Ueberfalls muss eine den leichten Abfluss begünstigende, scharfe Form haben, vielfach wird sie aus grossen Werksteinen, die noch besonders verankert werden, gebildet.

Zur Schonung der luftseitigen Mauerfläche scheint eine glatte Fläche, welche das Wasser nicht verlässt, am günstigsten, doch trifft man auch häufig abgetreppte Ueberfälle.

Die Sohle der Kaskade ist namentlich, wenn sie aus weichen, geschichteten Gesteinen besteht, durch ein Wasserpolster und Abpflasterung zu schützen und die Kaskade selbst in möglichster Entfernung vom Fusse der Hauptmauer zu Thal zu führen. Gerade dies lässt sich bei einem seitlichen Ueberfall am vollkommensten erreichen.

Verstopfungen ist durch eine möglichst grosse, lichte Breite des Ueberfalls und ein angemessenes Gefälle des Ablaufs vorzubeugen.

Eisnadeln sind mit Vorsicht anzuwenden, damit sie nicht mehr schaden als nützen.

Die Anordnung mehrerer Ueberfälle, deren jeder allein im Stande ist, das Hochwasser abzuführen — wie bei der Gileppe und bei mehreren Harzer Teichen — ist zu billigen.

Da die Krone der Sperrmauer als Weg dient, muss der Ablauf des Ueberfalls oder dieser selbst überbrückt werden. Dies geschieht durch gewölbte oder eiserne Brücken, welche gegebenenfalls, von gemauerten oder eisernen Pfeilern unterstützt werden.

Die Stützen sind so anzuordnen, dass sie dem Ablauf des Wassers keinen wesentlichen Widerstand entgegensetzen.

Eine Verkennung des Zwecks des Ueberfalls, als Sicherheitsventil zu dienen, dürfte es sein, wenn er mit Stauvorrichtungen ausgerüstet wird, um einen grösseren Beckeninhalt zu erzielen.

Selbstthätige Vorrichtungen verdienen auf keinen Fall irgend welches Vertrauen.

Nur bei strengster Aufsicht und einfachen, leicht zugänglichen und leicht zu entfernenden Aufsätzen mögen dieselben für die Jahreszeiten, wo heftige und andauernde Niederschläge nicht zu fürchten sind, zulässig sein.

Dabei sind die örtlichen Verhältnisse und die Stabilitäts-Verhältnisse der Mauer wohl in Betracht zu ziehen. Das Vorgesagte gilt bis zu einem gewissen Grade auch für die Ablässe der Hochwasserschutzräume, welche häufig in den Ueberfall eingebaut sind.

Diejenigen Becken, welche mit Randkanälen versehen sind oder durch Zuleitungsgräben gespeist werden, sind, durch geeignete Einrichtung dieser, leicht überhaupt vor dem Eintritt der Hochfluthen zu schützen.

C. Betrieb.

1. Messung und Theilung des Wassers.

Die Leistung von Turbinen und Pumpen giebt einen Anhalt über die dem Becken entnommenen Wassermengen, im übrigen wird deren Inhalt mit Hülfe der kalibrirten Entnahme-Schieber- und Schützen unter Berücksichtigung der vom jeweiligen Stauspiegel abhängigen Druckhöhe annähernd ermittelt werden können.

Genauere Ergebnisse und gleichzeitig die Möglichkeit einer beliebigen Vertheilung gewährt die Benutzung von Ueberfällen.

Nachdem sich das der Entnahmeleitung entströmende Wasser in einem gemauerten Schacht beruhigt hat, lässt man es in ein Becken treten, dessen wagrechter Rand von einer Anzahl Ueberfälle rechteckigen Querschnitts mit scharfer (metallischer) Kante durchbrochen ist.

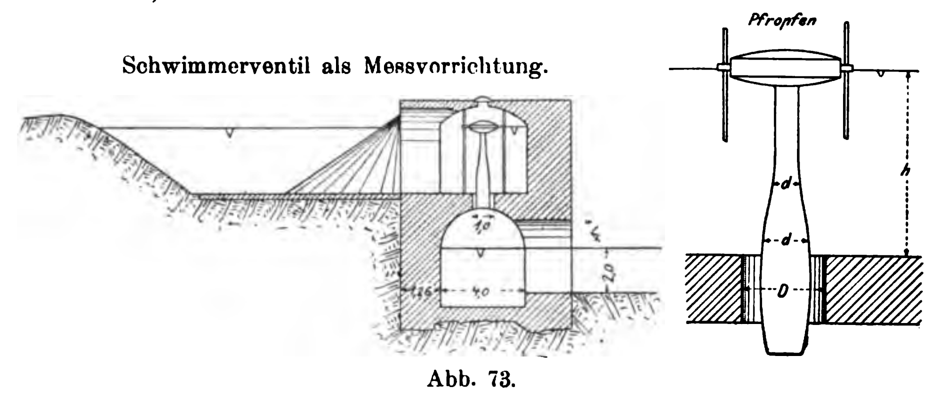
Der Wasserspiegel wird durch Drosselung des Zuflusses auf sich gleichbleibender Höhe erhalten. Dagegen kann man die Breite der

Ueberfälle durch kulissenartige Schieber veränderlich einrichten (Gileppe). Statt der Ueberfälle können auch Röhren mit oder ohne Drosselung oder Verschluss in den Rand des Beckens eingesetzt werden.

Die nach bekannten Formeln*) berechnete Ergiebigkeit der Beckenablässe wird durch unmittelbare Messung auf ihre Richtigkeit geprüft und danach eine Regulirung vorgenommen.

Die Messung in einem Gerinne von bekannter Wasserführung durch (event. selbstaufzeichnende) Pegel ist S. 14 u. f. beschrieben

Ein Schwimmerventil mit sich gleichbleibendem Abfluss hat der Direktor des Bewässerungskanals für Madrid, Ribera, konstruirt. (Siehe Abbild. 73.)



Schwimmerventil als Messvorrichtung.

Abb. 73.

Der in die Abflussöffnung hineinragende Pfropfen, veränderlichen Querschnitts, vergrössert oder verkleinert dieselbe im umgekehrten Verhältniss zur Druckhöhe des Wassers.

Um die Erzeugende des Rotationskörpers zu bestimmen, hat man folgende Gleichung:

Es sei Q die sich gleichbleibende sekundliche Abflussmenge.

D der konstante Durchmesser der Abflussöffnung.

d der variable Durchmesser des Pfropfens.

h die Druckhöhe, u = der Durchflusscoefficient, dann ist:

$$Q = \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2)\, u \sqrt{2\, gh}$$

u ist (nach Ribera) 0,63; g = 9,8044

$$d = \sqrt{D^2 - 0{,}456325 \frac{Q}{\sqrt{h}}}$$

Das Ventil hat sich bewährt, kostet aber viel Gefälle.**)

2. Die Entschlammung des Beckens.

Viele Staubecken leiden unter einem Umstand, der sich m. W. in Deutschland noch nicht fühlbar gemacht hat, nämlich unter der allmählichen Verschlammung.

---

*) Tabelle 1 S. 15.

**) Eine zweckmässige Vorrichtung, welche ohne Gefällverlust arbeitet, scheint der Venturimeter von Clemens Herschel (Centralbl. 98 S. 138) zu sein.

Welchen Umfang dieselbe annimmt, ergiebt sich aus der Tabelle Th. II S. 26. Die Ablagerungen sammeln sich hauptsächlich im tiefsten Theil des Beckens hinter der Mauer, wo ihre Anwesenheit am störendsten wirkt.

Spülung des Beckens von Elche.

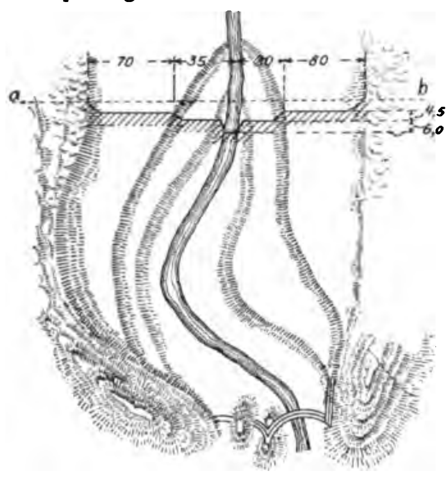


Abb. 74.

Ein sicheres Mittel zu ihrer Entfernung giebt es nicht. Die Spülung durch Grundablässe (Siehe die Beschreibung des spanischen Thores Theil II S. 5 Sperre von Alicante) ist nur unter besonderen Verhältnissen von Erfolg begleitet, auch ihr Wirkungsbereich im Beckeninnern ein beschränkter (Abb. 74 u. 75*). Die Spülung ist ferner mit grossen Wasserverlusten verbunden und die Nachhülfe zur Entfernung der vom Strome nicht mitgerissenen Schlammmassen kostspielig.



Leerung des Oderteiches.

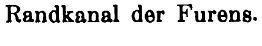


Abb. 75.

*) Der Oderteich bei St. Andreasberg im Harz wurde im November 1898 gelegentlich einer Striegelreparatur trocken gelegt. Der Zufluss wurde abgedämmt (Siehe Abb. 75) und es fand sich als Grund der beobachteten Undichtigkeit, dass der ursprünglich runde Striegelzapfen durch einen solchen viereckigen Querschnitts ersetzt war, welcher übereck stand und daher die zugehörige Oeffnung nicht verschloss.

Künstliche Mittel zum Aufrühren der Ablagerungen durch Pressluft (Th. II S. 30) u. dergl. haben bisher keine Ergebnisse geliefert. Baggerungen sind, wegen der theilweise grossen und wechselnden Wassertiefen einerseits und der Kosten andererseits, noch nicht ausgeführt. Auch würde die Unterbringung des Baggergutes meist mit Schwierigkeiten verknüpft sein.

Dagegen ist es möglich, der Verschlammung im Beckeninnern einigermassen vorzubeugen und die Ablagerungen dahin zu leiten, wo sie weniger schädlich und ihre Entfernung leichter ist. (Siehe S. 78.) Sind die zur Verfügung stehenden Wassermassen gross genug, um auf die durch Gewittergüsse, Schneeschmelzen und dergl. getrübten Hochfluthen verzichten zu können — der Randkanal der Furens (Abb. 76), z. B. wird Wassermangels halber wenig benutzt — so empfiehlt es sich, sie in die am Beckeneinlauf errichteten Klärbecken und Strainer nicht eintreten zu lassen, sondern sie durch eine Schleusenanlage und einen Randkanal um das Becken herumzuleiten. Doch ist der Kanal eine theure Einrichtung, wenn die wasserseitige Wand gegen Durchsickerungen und Durchbrüche sicher sein soll und der Querschnitt hinreichend, um Ueberströmungen auszuschliessen.


Randkanal der Furens.

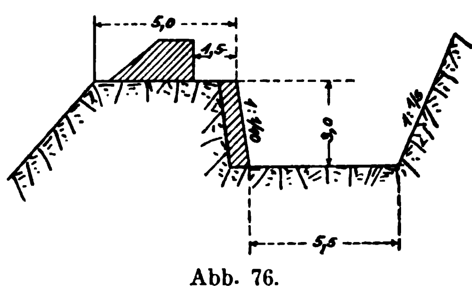


Abb. 76.

Für die Ableitung kann auch ein Stollen in Betracht kommen.

Einen Ausweg, nicht eine Lösung, in Hinsicht der Verschlammungsfrage, findet **Pelletreau** für das Becken von Oued Atménia.

Es sind daselbst auf 40 Mill. cbm Wasser im Jahresmittel und auf $\frac{8}{1000}$ dieser Menge an Sinkstoffen zu rechnen. Er hat die Kosten, welche die unmittelbare Baggerung der Schlammmassen oder eine gleichwerthige, vorherige Ausräumung des Beckens vermittelst Dampf- oder elektrischer Kraft verursacht, auf etwa 20 Pf. pro cbm veranschlagt.

Aus einer Curve der Kosten als Funktion des Beckeninhaltes weist **Pelletreau** nach, dass mit einem Mehraufwand von 160 000 Mk. und einer Erhöhung der Mauer um 2,5 m der Beckeninhalt von 50 Mill. auf 72 Mill. cbm gebracht werden kann. (Gesammtkosten 1,44 Mill. Mk.)

Während also die Baggerungen einen jährlichen Aufwand, welcher beinah der Verzinsung des Gesammtanlagekapitals gleichkommt, erfordern, können nun für einen Preis von etwa 3,5 Pf. pro cbm die Massen auf beinah hundert Jahre unschädlich abgelagert werden.

3. Die Beaufsichtigung der Thalsperren.

Eine ständige Beaufsichtigung des Stauwerks durch ein oder mehrere Wächter ist nicht zu entbehren.

Die Mauer ist mit Hülfe der Visirlinien auf ihre Bewegungen zu beobachten und fortgesetzt auf Beschädigungen, Sackungen und Risse zu untersuchen. Die Wasserführung etwaiger Durchsickerungen und Quellen ist zu bestimmen; die Entnahmeöffnungen und Ueberfälle von eintreibenden Gegenständen, Schlamm u. dgl. frei zu halten. Das Eis auf der Wasserseite der Mauer ist aufzubrechen. (Siehe Th. II S. 118.)

Ferner ist der Stauweiher zwar ein äusserst wirksames Werkzeug, um einen Ausgleich zwischen dem wechselnden Bedarf und dem noch viel unsichereren Zufluss zu vermitteln, bedarf aber gerade dieser Ungewissheit wegen, einer äusserst sorgfältigen Handhabung.

Nur die Erfahrung in jedem einzelnen Falle kann die Lehrmeisterin der Oberleitung und Bedienung sein. Schon um diese zu gewinnen und den Wärter einzuarbeiten und zu kontroliren ist die regelmässige Aufzeichnung aller mit Zu- und Abfluss in Zusammenhang stehender Erscheinungen an Ort und Stelle geboten. Dazu gehört: Der Wasserstand im Becken, die Höhe der Niederschläge und der Verdunstung, die Oeffnungsweite (Stellung) der Entnahmeschieber, die Strahldicke des Ueberfalls, die Temperatur der Luft und diejenige des Beckenwassers in verschiedenen Tiefen.

Was die Abgabe anlangt, so können gewisse Mindestinhalte des Beckens vorgeschrieben werden, bei deren Eintritt der Abfluss beschränkt wird oder aufhört. Zu dem Zwecke gewährt ein weithin sichtbarer Skalenpegel im Becken, welcher die zur abgelesenen Stauhöhe gehörigen Beckeninhalte und Beckenoberflächen angiebt, ein gutes Hilfsmittel. Andererseits wird auch die sekundliche höchste Abgabe zu beschränken sein.

Für den Nachrichtendienst zwischen Stauweiher und Versorgungsgebiet ist eine telegraphische oder telephonische Verbindung nothwendig.

4. Der Betriebsplan.

In der Zeitschrift für Bauwesen 1889 und 93 hat Herr Ministerialrath Fecht Angaben über den Betrieb der Vogesensperren gemacht. Es geht aus denselben hervor, wie mit der Wasserabgabe allmählich, à tâtonnement das Richtige getroffen worden ist. Nicht unerwähnt sei der Betriebsplan der Wupperthalsperre gelassen.*)

Die Wasserabgabe — i. M. während 300 Arbeitstagen im Jahr und 12 täglichen Arbeitsstunden 170 Sekundenliter für die Brucher-Sperre und 803 Sekundenliter für die Beversperre — soll die Wasserführung der Wupper ergänzen. Von den unzähligen Möglichkeiten der Wasservertheilung ist nur ein einziger Fall herausgegriffen, welcher die Vortheile der Thalsperren im glänzendsten Lichte zeigt. Der Betriebsplan für diesen „trockensten" Tag nimmt die Abflussmenge für die Sekunde und den qkm des Niederschlagsgebiets nur zu 1,88 l (im Jahresmittel beträgt sie 22 l) an. Der Zuschuss der Brucher-Sperre soll sich an diesem Tag auf 600 l, derjenige der Beversperre auf 2400 l in der Sekunde steigern.**) (Siehe Abb. 1.)

*) Nach Vorträgen und Veröffentlichungen des Geh. Regierungsrath Professor Intze, gedruckt bei La Ruelle in Aachen.

**) Diese Zahlen ergaben sich wie folgt: Nach den Ausführungen S. 38 u. f. und der zeichnerischen Darstellung (Abb. 17) kann man (natürlich nur für die Abflussverhältnisse des Jahres 1888/89 und den

Die Abgabe soll, der Ersparniss halber, des Nachts unterbrochen werden. Der Gedanke hat etwas bestechendes, dem bei Arbeitsschluss unterwegs befindlichen Triebwasser gleichsam zuzurufen: „Steh!“ und bei Arbeitsbeginn: „Marsch!“

Dieser Idealzustand kann nur annähernd und zwar wiederum, wie dies bisher schon üblich, durch Stau- oder Sammelweiher, hier Ausgleichweiher genannt, erreicht werden. Es sind deren 3 (ausser den beiden Hauptthalsperren) im Wupperbett selbst und zwar je eine bei Dahlhausen, bei Beyenburg und unterhalb Elberfeld vorgesehen.

Die Ausgleichweiher sollen das nach Arbeitsschluss von oben noch unterwegs befindliche Wasser auffangen und bei Arbeitsbeginn, ehe der Thalsperrenzuschuss anlangt, die unterhalb liegenden Werke versorgen.

Um festzustellen, dass dies rechtzeitig geschieht und der Weiherinhalt bis zum Eintreffen des Zuschusses ausreicht, war es von Wichtigkeit die Fliesszeiten des Wassers zu ermitteln.

Berechnung der Fliesszeiten.

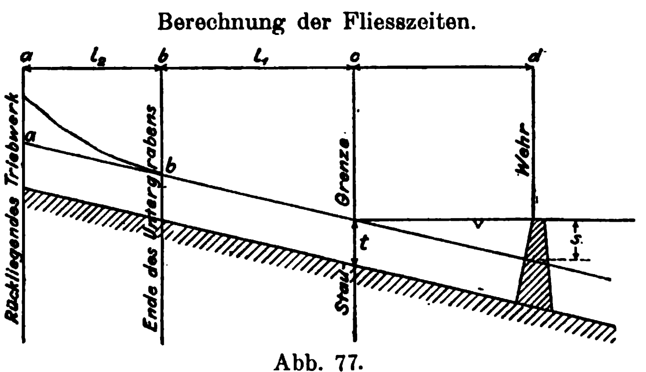


Abb. 77.

Der Weg des Wassers ist fast ausnahmslos der folgende. (Abb. 77.)

Dasselbe verlässt den Motor bei a, fliesst durch den Untergraben l_2 in das Wupperbett l_1 und ge-

---

damaligen Zustand der Triebwerke). den Wassermangel M. und die Zeit desselben t für jedes einzelne Werk berechnen. Das Gefälle h und der Nutzeffekt η sind bekannt. Bildet man das Produkt aus diesen 4 Faktoren $M \cdot h \cdot \eta \cdot t$ und die Summe dieser Produkte für alle Werke und dividirt sie durch die Summe der Produkte $M \cdot h \cdot \eta$, so erhält man die Anzahl der trockenen Tage T, an welchen im Mittel überhaupt Wasser abzugeben ist.

$$T = \frac{\Sigma\, M \cdot h \cdot \eta \cdot t}{\Sigma\, M \cdot h \cdot \eta}$$

Die Werke, welche auf die Brucher Sperre angewiesen sind, haben 207 trockene Jahrestage, entsprechend 170 trockenen Arbeitstagen.

Die auf die Beversperre angewiesenen haben 179 trockene Jahrestage, entsprechend 147 trockenen Arbeitstagen.

Aus der Darstellung (Abb. 17) ist nach Eintragung der Zeitordinaten (207 bezw. 179) der mittlere Mangel und das Verhältniss, in welchem derselbe zum Mangel am trockensten Tag steht, zu entnehmen. In demselben Verhältniss kann die auf 170 bezw. 147 Arbeitstage zu vertheilende, mittlere Abflussmenge vergrössert werden. Die Verhältnisszahl ist für die Brechersperre = 1,95, die Nutzwassermenge i. M. (Siehe S. 37.)

$$\frac{2\,200\,000 \cdot 1000}{170 \cdot 12 \cdot 3600} = 300 \text{ Sekundenliter}$$

Die am trockensten Tage abzugebende Wassermenge

$$1{,}95 \cdot 300 = 585 \cong 600 \text{ Sekundenliter}$$

Für die Beversperre ist die Verhältnisszahl 2 die Nutzwassermenge. i. M. (Siehe S. 38)

$$\frac{10\,400\,000 \cdot 1000}{147 \cdot 12 \cdot 3600} = 1640 \text{ Sekundenliter}$$

Die am trockensten Tage abzugebende Wassermenge

$$2 \cdot 1640 = 3280 \cong 3000 \text{ Sekundenliter}$$

(Thatsächlich sind dem Betriebsplan nur 2400 Sekundenliter aus der Beversperre zu Grunde gelegt.)

räth nach Zurücklegung dieser Strecke in den Staubereich des unterhalb liegenden Werkes. Von dessen Motor aus wiederholt sich das Spiel.

(Zum Staubereich zählt ein etwa vorhandener Obergraben oder eigener Weiher. Das Wasser, welches durch das Wupperbett unbenutzt an dem Werk vorbeifliesst, ist nur in einem Falle berücksichtigt.)

Durch unmittelbare Messung ist festgestellt:

1) Die Länge des Untergrabens a b = l_2
2) Die Länge des Wupperbettes bis zum Wehr b d
3) Die Ordinaten der Flusssohle an den Punkten b u. d (Gefälle).
4) Die Ordinate der Wehrkrone.

Angenommen sind die Wassertiefen t für den demnächstigen Betrieb: (schwankend zwischen 30 u. 70 cm) Daraus konnte c d bezw. l_1 berechnet werden.*)

In dem Augenblick, wo das Wasser in den Stauspiegel bei c eintritt, soll am Motor die nämliche Wassermenge abgelassen und daher die Fliesszeit für die Strecke c — d = 0 gesetzt werden.

Es bleiben nur die Fliesszeiten für die Strecken l_2 = Untergrabenlänge und l_1 = Wupperbett von Untergrabenmündung bis Staugrenze zu bestimmen.

Die Fliessgeschwindigkeiten wurden auf Grund von Schätzungen und Beobachtungen zu 30 bis 60 m in der Minute angenommen.

Damit war die Zeit gegeben, welche das Wasser braucht, um von einem Motor zum anderen zu gelangen.

Die Arbeitszeit soll von 7 Uhr Vormittags bis 7 Uhr Abends dauern, doch ist eine Verschiebung um 1 Stunde vor oder zurück und für 4 Werke eine noch bedeutendere Wartezeit zugelassen. Der Nachtheil, welchen die letzteren durch die verspätete Wasserlieferung erleiden, ist durch verminderte Beitragskosten ausgeglichen.

Am trockensten Tage beginnt der Ablass aus der Brucher-Sperre um 4 Uhr V.

Das Wasser soll die 30 km bis zur Bevermündung in $2^3/_4$ Stunden zurücklegen. Bis zur Ankunft desselben deckt die Beversperre, welche um 5 Uhr V. geöffnet wird, den Gesammtbetrag von 3000 Sekundenliter.

Alle Werke, welche unterhalb einer 3 Stunden Fliesszeit entsprechenden Strecke, von der Beversperre gerechnet, liegen, würden nun das Wasser erst nach 8 Uhr V. erhalten, wenn nicht Ausgleichbehälter vorgesehen wären, welche wieder für die Beversperre eintreten und deren Inhalt so bemessen ist, dass die Wasserlieferung nicht abreisst, d. h. das Sperrenwasser ankommt, ehe sie geleert sind.

Der Schluss der Sperren und Ausgleichbehälter soll so spät erfolgen, dass:

*) Franzius giebt in seinem Wasserbau die Stauweite überschläglich zu: $\frac{\text{2 mal Stauhöhe}}{\text{Relatives Gefälle des ungestauten Wasserlaufs}}$ an.

1) Jedes Werk in der Zeit von 6 Uhr V. bis 8 Uhr N, zwölf Stunden lang, oberhalb der Bevermündung 600, unterhalb derselben 3000 Sekundenliter, Zuschuss erhält. (Mit 4 Ausnahmen.)

2) Nach Arbeitsschluss noch so viel Sperren-Wasser unterwegs ist, um die Ausgleichbehälter zu füllen. Das Wupper-Wasser soll, schon wegen der Werke mit Nachtbetrieb, ungestört weiter fliessen.

Danach fällt der Schluss der Entnahmevorrichtungen zwischen 6 und 7 Uhr N.

Der Betrieb hängt von der richtigen Berechnung der Fliesszeiten und dem Ineinandergreifen der Schützenbedienung an jedem einzelnen Werk ab. Die Fliesszeiten des Sperrenwassers wechseln aber an jeder Stelle und in jedem Augenblick mit dem Verhältniss der Menge des Zuschusses zur Menge des Wupperwassers und mit der Gesammtmenge. Das Verhältniss bleibt selbst bei einem ununterbrochenen, sich gleichbleibenden Zuschuss und einer gleichmässigen Wasserführung der Wupper nicht dasselbe, sondern es findet eine ganz ungleichmässige Vertheilung auf die Länge des Laufs statt. Auch sorgfältigere Untersuchungen und genauere Berechnungen (Messung, Färbung, Zusatz von Chemikalien) würden darüber kaum einen Aufschluss geben.

Für den Werkbesitzer ist es, selbst bei gutem Willen, schwierig, die Staugrenze des Wupperwassers zu erkennen, welche viele Hundert Meter oberhalb seiner Wohnung und jeden Tag anders liegt. Ebenso schwierig ist es zu beurtheilen, ob es Sperrenwasser ist, welches den Wasserspiegel erhöht und zu welcher Zeit und wie hoch die Schützen zu ziehen sind. Davon hängt aber wieder die Vertheilung des Wassers auf 2 recht ungleiche Wege ab, nämlich:

a) Ueber das Wehr und am Werk vorbei durch das Wupperbett oder b) durch Obergraben, Weiher, Motor oder Freiarche und Untergraben.

So vortheilhaft einige Ausgleichweiher auf der grossen Länge des Laufes zur sicheren Beherrschung der Wasserführung und zum Ausgleich der entstehenden Schwankungen und Unregelmässigkeiten wirken, so erscheint es doch zweifelhaft, ob ihre Grösse und Anzahl hinreicht eine allnächtliche, längere, vollständige Unterbrechung des Zuschusses zu gestatten.

Schon jetzt rechnet der Betriebsplan mit einer 14stündigen Abgabe und giebt die Arbeit desjenigen Wassers, welches vor Arbeitsbeginn unterwegs sein muss, um bei den entfernteren Werken rechtzeitig anzukommen und desjenigen, welches nach Arbeitsschluss die Ausgleichbehälter füllt, verloren.

Die Höchstabgabe der Sperren ist daher

$$14 \cdot 60 \cdot 60\ (0{,}6 + 2{,}4) = 151\,200 \text{ cbm}$$

Ihr Vorrath nach Abzug des Schutzraums

$$3\,000\,000 - 500\,000 + 750\,000 - 100\,000 = 3\,150\,000 \text{ cbm}$$

Er reicht für

$$\frac{3\,150\,000}{151\,200} \cong 20 \text{ trockene Arbeitstage.}$$

Bei dieser Rechnung ist nicht berücksichtigt, dass einerseits:

1) Statt der Brucher-Sperre mit 750 000 cbm, die Lingeser Sperre mit 2,6 Mill. cbm eintritt.

2) Dass eine Reihe von 20 trockenen Tagen hintereinander, selten zu erwarten ist.

3) Dass die Städte Barmen und Elberfeld, von einem Bezugsrecht von 10 000 cbm Trinkwasser täglich, vermuthlich keinen Gebrauch machen werden, weil die lange Leitung den Bezug vertheuert und der Bau eigener Thalsperren in bequemer gelegenen Thälern bereits gesichert ist. Dass andererseits:

4) Die Städte auch an Sonn- und Feiertagen auf die Spülung der Wupper nicht verzichten werden.

5) Dass die Sperren der Zeit des Mangels schwerlich bis zum Rande gefüllt entgegentreten und nicht bis zum letzten Tropfen ausgenutzt werden können.

6) Die Verdunstungs- und Versickerungsverluste in solcher Zeit eine grosse Höhe erreichen.

Im Allgemeinen geht daraus hervor, dass der Vorrath auch bei 10stündiger Unterbrechung des Zuschusses noch knapp ist.

M. E. wird dieser Umstand, ausser auf die Anlage von Ausgleichweihern, soweit deren Herstellung durch die Benutzung u. den Ausbau vorhandener Teiche billig ist, dazu führen, die Möglichkeit zu untersuchen, ob nicht statt dieser „niedriggelegenen Thalsperren“ hochgelegene erbaut werden können.

Zu Gunsten der letzteren fällt in die Waagschale, dass sie durch grösseres Gefälle, werthvolleres Wasser für einen grösseren Kreis von Interessenten aufspeichern würden. Ferner wird sich in einem Nebenthal vermuthlich eine viel grössere Wassermenge mit verhältnissmässig geringeren Kosten aufspeichern lassen, als in dem der Wupper selbst. Durch ununterbrochene Abgabe würde der Eintritt eines Beharrungszustandes und die Aufgabe eines verwickelten, unübersichtlichen Betriebes ermöglicht werden.

Der Betrieb würde sich dann wohl so gestalten, dass an einigen geeigneten Punkten der Wupper durch einen Ueberfall (Wehr) die Wassermenge beobachtet wird.

Sinkt dieselbe unter ein gewisses, erfahrungsgemäss festzusetzendes Mass, so werden die Thalsperrenwärter telegraphisch angewiesen den entsprechenden Zuschuss ablaufen zu lassen.

Nicht ausgeschlossen ist, dass es sich im Laufe der Zeit als ausführbar herausstellt, durch Drosselung oder zeitweise Unterbrechung des Zuschusses während der Nacht oder an Feiertagen, eine Ersparniss an Wasser zu erzielen.

D. Die Berechnung der Staumauern.

Quid pote tam durum saxo
Aut quid mollius unda?
Dura tamen molli saxa
Cavantur aqua.

(Aus der Basilika von Pompeji.
Ovid, Ars amandi I 475.)

Man erachtete früher die Standfähigkeit einer Staumauer für gesichert wenn:

α) das Stabilitätsmoment > als das Umsturzmoment
G. u > W. a (Abb. 78).

β) eine Abscheerung in irgend einer Horizontalfuge oder ein Gleiten auf der Gründungsfläche ausgeschlossen erschien.

Sicherheit gegen Umkanten.

Abb. 78.

Nach Navier, résistance des matériaux war die Mindeststärke b_1 bezw. b_2 einer Mauer rechteckigen Querschnitts unter Wasserdruck, wenn

γ das Raumgewicht des Mauerwerks
h die Höhe der Mauer
f den Reibungscoefficienten

von Mauerwerk auf Mauerwerk bedeutet:

$$(1)\quad b_1 = 0{,}577\, h \sqrt{\frac{1}{\gamma}} \text{ (Kanten)}$$

$$(2)\quad b_2 = \frac{h}{2f} \cdot \frac{1}{\gamma} \text{ (Abscheerung)}$$

Für $\gamma = 2$ und $f = 0{,}5$ (nach Minard) wird $b_1 = 0{,}4$ h; $b_2 = 0{,}5$ h

In Wirklichkeit ist f mindestens gleich 0,75 zu setzen und die Gleichung (1) die ausschlaggebende für die Bemessung von b.

Minard ist der Ansicht, dass das Verhältniss:

$$\frac{\text{Stabilitätsmoment}}{\text{Umsturzmoment}} \geqq 2 \text{ sein muss.}$$

Bei der Staumauer von Lampy erreicht dasselbe 2,15 und trotzdem hat sich dieselbe durchgebogen. Bei der Mauer von Grosbois war das Verhältniss nur 1,65 und dort die Ausbiegung noch stärker.

M. de Sazilly war der erste, welcher darauf aufmerksam machte, dass die Bedingungen zu 1) und 2) nicht genügen und dass die im Mauerwerk auftretenden Pressungen, sowie diejenigen, welche der Baugrund ertragen kann, maassgebend sind und die zulässige Grenze nicht überschreiten dürfen. (annales des ponts et chaussées 1853). Dieser noch heute als richtig anerkannte Grundsatz hat zuerst bei der Erbauung der Furens-Sperre in den Jahren 1861—66 durch die Herren Graeff und Delocre Beachtung gefunden.

1. Die übliche Berechnungsweise.

Die Theorie gründet sich auf das von Méry aufgestellte, von Bélanger vervollständigte Gesetz von der Vertheilung der Pressungen.

Dasselbe lautet dahin: (a. d. p. e. ch. 1840) Dass sich die Pressungen auf eine wagrechte Mauerwerksfuge nach einem Trapez vertheilen, dessen Flächeninhalt = der senkrechten Komponente P der in der in der Fuge angreifenden Resultirenden ist und dessen Schwerpunkt in der Richtungslinie von P liegt.

Trapezförmige Vertheilung der Pressungen.

Abb. 79.

Die Tiefe des Querschnitts ist dabei = 1 angenommen.

Es bedeute p die Pressung der Kante der Fuge, welche dem Angriffspunkt der Resultirenden zunächst liegt.

p' die Pressung der andern Kante der Fuge.

l die Länge der Fuge

u die Entfernung des Schnittpunktes der Resultirenden und der Fuge, von der zunächst gelegenen Kante. Die Pressung an irgend einem Punkt der Fuge wird proportional der elastischen Zusammendrückung sein. Daher in den Mauerkanten

$$p = \text{Constans. } c\,.;\ p' = \text{Const } c'.$$

$$(3)\quad P = \text{Const. } \frac{c + c'}{2} \,.\, l = \frac{p + p'}{2} \,.\, l$$

Um p und p' die Seiten des Trapezes zu ermitteln, stellt man die Momentengleichung in Bezug auf p auf, nachdem man das Trapez durch eine Diagonale in 2 Dreiecke zerlegt hat.

$$\frac{c + c'}{2}\, l \,.\, u = c' \frac{l}{2} \,.\, \frac{2}{3} \,.\, l + c\, \frac{l}{2} \,.\, \frac{l}{3}$$

$$(4)\quad u\,(p + p') = \frac{l}{3}\,(p + 2\,p')$$

Aus 3) und 4) ergiebt sich

$$(5)\quad p = \frac{2\,P}{l}\left(2 - 3\,\frac{u}{l}\right)$$

$$(6)\quad p' = \frac{2\,P}{l}\left(\frac{3\,u}{l} - 1\right)$$

Die Formeln 5) und 6) gelten nur für

$$\frac{2}{3}\, l > u > \frac{l}{3}$$

da das elastische Verhalten des Mauerwerks bei negativen Werthen von p oder p' (Zugspannungen) nicht festzustellen ist.

Dreieckförmige Vertheilung der Pressungen.

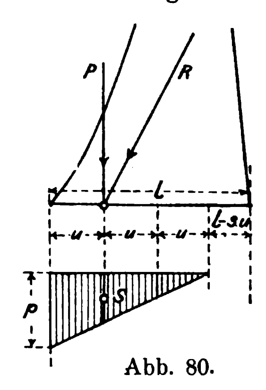


Abb. 80.

Fällt der Angriffspunkt ausserhalb des Drittelspunktes der Fuge, so nimmt man an, dass sich eine tragfähige Fläche von 3 u Basislänge bildet, auf welcher sich der ganze Druck P, ebenfalls

im Schwerpunkt der Druckfigur, (welche in diesem Falle ein Dreieck ist), angreifend, vertheilt. Es gilt:

$$p = \frac{2\,P}{3\,u}$$

Die Strecke der Fuge $l - 3\,u$ würde also ganz ausser Betracht bleiben. (Thatsächlich wird auch sie Spannungen aufnehmen und die Kantenpressung p sich ermässigen.)

Die Kräfte, welche für die Berechnung einer Staumauer in Betracht gezogen zu werden pflegen, sind das Eigengewicht und der Wasserdruck auf die wasserseitige Fläche der Mauer. Man denkt sich ein Stück der Mauer, da, wo dieselbe ihre grösste Höhe erreicht, auf 1,0 m Tiefe, herausgeschnitten und untersucht dieses, ohne auf den Zusammenhang in der Längsrichtung der Mauer und eine etwaige Gewölbewirkung Rücksicht zu nehmen, als Stützmauer. Auch die Krümmung im Grundriss wird vernachlässigt und die Verschmälerung des luftseitigen Mauerfusses: Die Ebenen, welche das herausgeschnittene Stück begrenzen, werden nicht radial, sondern gleichlaufend angenommen.

Das Eigengewicht des Mauerwerks für Staumauern schwankt zwischen 2000 bis 2400 kg für den cbm. (Siehe S. 75, u. f.) Von der zweckmässigsten Vertheilung desselben über den Querschnitt soll später die Rede sein. Hier sei vorausgesetzt, dass ein gegebener Querschnitt untersucht werden soll. Die Höhe des Stauspiegels geht aus der Höhe der Ueberfallsschicht (Siehe S. 124) hervor.

Die Tiefe des Wassers wird bis zur Gründungssohle gerechnet. Es sei kurz die Grösse und der Angriffspunkt des Wasserdrucks D für eine rechteckige Fläche a · 1,0 nachgewiesen (Abb. 81).

Grösse, Richtung und Angriffspunkt des Wasserdrucks.

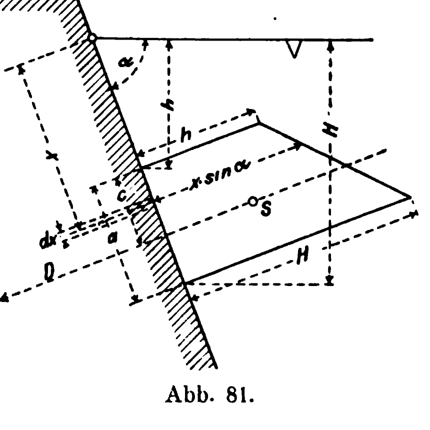


Abb. 81.

$$D = \sum_{x=\frac{h}{\sin\alpha}}^{x=\frac{H}{\sin\alpha}} 1{,}0 \cdot dx \cdot x \cdot \sin\alpha$$

$$= \left(\frac{H^2}{2\sin^2\alpha} - \frac{h^2}{2\sin^2\alpha}\right)\sin\alpha$$

$$= \frac{H^2 - h^2}{2 \cdot \sin\alpha} = \frac{H+h}{2} \cdot \frac{H-h}{\sin\alpha}$$

$$= \frac{H+h}{2} \cdot a$$

Die Druckfigur ist also ein Trapez, dessen gleichlaufende Seiten senkrecht auf der gedrückten Rechtecks-Fläche stehen und je den senkrecht gemessenen Wassertiefen des höchsten und tiefsten Punktes der gedrückten Fläche gleich sind.

Der Angriffspunkt des Drucks ermittelt sich wie folgt:

$$\frac{H-h}{a} = \sin\alpha$$

$$D\left(\frac{h}{\sin\alpha} + c\right) = \sum_{x=\frac{h}{\sin\alpha}}^{x=\frac{H}{\sin\alpha}} x^2\,dx\,\sin\alpha$$

$$= \frac{H^3 - h^3}{3\sin^3\alpha} . \sin\alpha$$

$$\frac{H+h}{2} . a\left(\frac{h}{\sin\alpha} + c\right) = \frac{H^3 - h^3}{3} . \frac{a^2}{(H-h)^2}$$

$$c = \frac{2\,(H^3-h^3)\,a}{3\,(H-h)^2(H+h)} - \frac{h\,a}{H-h}$$

$$= \frac{a}{3}\;\frac{h+2\,H}{(H+h)}$$

Der Druck geht also durch den Schwerpunkt des Drucktrapezes und greift senkrecht zur gedrückten Fläche an.

Der Erddruck der wasserseitigen wie der luftseitigen Hinterfüllung wird in der Regel vernachlässigt.

Ist indessen die Hinterfüllung zu hoch, um dies zu rechtfertigen, so wird die Einwirkung des Erddrucks am besten dadurch erkannt, dass er für jede betrachtete Fuge mit der Resultirenden aus Mauergewicht und Wasserdruck zusammengesetzt wird. (Siehe Abb. 56.)

Bei der Unsicherheit über die gemachten Annahmen und das elastische Verhalten des Mauerwerks genügt die Genauigkeit der zeichnerischen Berechnung des Mauerquerschnitts vollkommen und gewährt gleichzeitig ein übersichtliches Bild über die rechnungsmässig zu erwartenden Pressungen. Für die letzteren sind die Kantenpressungen und zwar in 2 Grenzfällen massgebend, nämlich:

1. Dass die Mauer unter dem höchsten zulässigen Wasserdruck steht. (Volles Becken.)

2. Dass die Mauer nur unter dem Einfluss ihres Eigengewichtes steht. (Leeres Becken.)

Um das zeichnerische Verfahren anschaulich zu machen, diene Abb. 82 und 83.

Es ist zunächst die Belastungsfigur des Wasserdrucks dadurch ermittelt, dass in den Brechpunkten der wasserseitigen Profilbegrenzung die Tiefen der Brechpunkte unter dem Wasserspiegel 3,75 bezw. 7,75 senkrecht zur Begrenzung aufgetragen wurden. Der Druck in der Linie des höchsten Wasserstandes = 0. Es ergaben sich die punktirten Belastungsfiguren. Sollte die wasserseitige Profilbegrenzung eine Curve darstellen, so wird dieselbe durch ein Polygon ersetzt und ebenso verfahren. (Siehe nebenstehendes karrikirtes Beispiel Abb. 84.)

Um bequemere Figuren und gleiche Bezeichnung zu erhalten, denkt man sich das Wasser in eine Flüssigkeit vom Raumgewicht des Mauerwerks verwandelt.

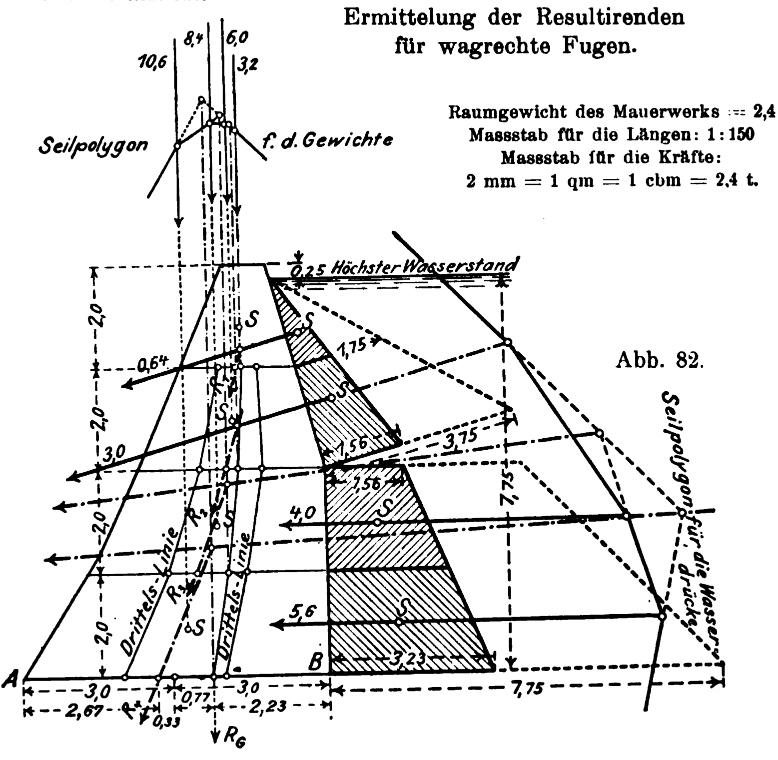
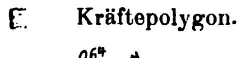


Abb. 82.


Kräftepolygon.

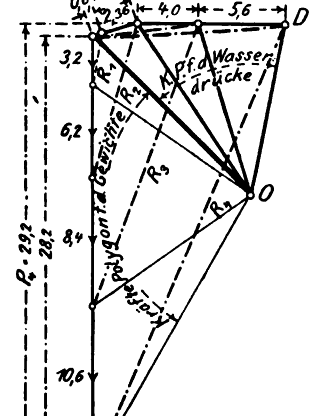


Abb. 83.

Belastungsfiguren.

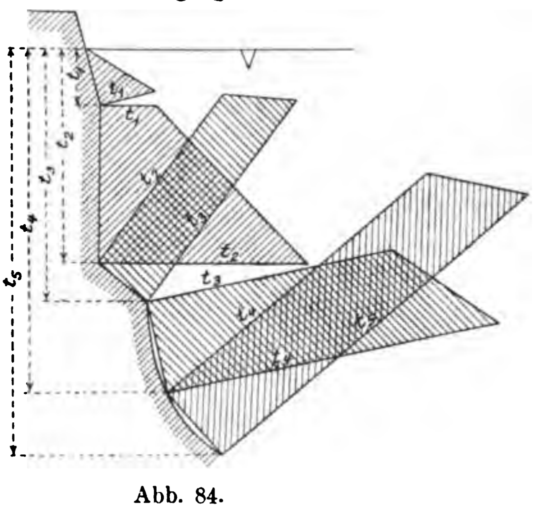


Abb. 84.

Ist das Raumgewicht beispielsweise zu 2,4 ermittelt, so sind die Höhen der Druckfiguren im Verhältniss $\frac{1}{2,4}$ zu reduciren

$$\text{also statt } 3,75 : \frac{3,75}{2,4} \cong 1,56 \text{ m}$$

$$\text{„} \quad 7,75 : \frac{7,75}{2,4} \cong 3,23 \text{ m}$$

aufzutragen.

Jetzt wird der Mauerquerschnitt unter Beachtung der Brechpunkte durch wagrechte Fugen in eine Anzahl Trapeze zerlegt (4 in unserm Beispiel).

Entsprechend diesen Fugen, wird auch die Belastungsfigur durch senkrechte Linien zur wasserseitigen Profilbegrenzung zerlegt.

Ermittelung des Trapez-Schwerpunktes.

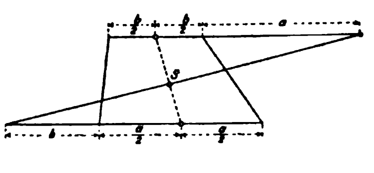


Abb. 85.

Für alle so entstehenden Trapeze wird der Flächeninhalt und der Schwerpunkt S. bestimmt.*)

Jeder qm des berechneten Flächeninhalts der Trapeze bedeutet, da die Tiefe senkrecht zur Papierebene gleich 1,0 m angenommen ist, 1 cbm Mauerwerk von 2400 kgr Gewicht.

Die Kräfte sind also in cbm Mauerwerk dargestellt; sie greifen in den Schwerpunkten an und sind, so weit sie das Eigengewicht ausdrücken, senkrecht nach unten, soweit sie Belastung (Wasserdruck) bedeuten, senkrecht zur wasserseitigen Begrenzung der Mauer gerichtet.

Es werden nun die Mauerwerksgewichte und die Belastungen, je für sich und von oben beginnend, oberhalb jeder Horizontalfuge, mit Hülfe eines Kräfte- und Seilpolygons zusammengesetzt.

Man kennt dann das oberhalb der betreffenden Fuge angreifende resultirende Gewicht und den resultirenden Wasserdruck.

Die Schnittpunkte der resultirenden Gewichte mit den zugehörigen Fugen ergeben, verbunden, ohne weiteres die Drucklinien bei leerem Becken.

Für das volle Becken müssen die Gewichte mit den betreffenden Wasserdrücken zusammengesetzt werden.

Wählt man die in Abb. 82 und 83 dargestellte Aneinanderreihung der Kräfte mit beliebigem aber gemeinsamen Pol O, so ergiebt sich Richtung und Grösse der Resultirenden R_1 — R_4 aus demselben Kräftepolygon. Die Schnittpunkte dieser Resultirenden mit den betreffenden Fugen ergeben die Drucklinie bei vollem Becken.**)

In Abb. 86 und 87 ist eine etwas veränderte Anordnung der Zusammensetzung der Kräfte für das volle Becken gezeigt. Die Gewichte und die Resultirenden der Gewichte fallen, wie Abb. 82 erkennen lässt, sehr nahe zusammen. Das zeichnerische Verfahren wird genauer, wenn für jedes Trapez das Gewicht und die auf dasselbe wirkende Belastung zusammengesetzt und erst aus den sich daraus ergebenden Kräften mit Hülfe eines Seilpolygons die Resultirende für jede Fuge ermittelt wird.***)

*) Die Masse sind abzugreifen. Die Ermittelung von S zeigt Abb. 85. Es ist ausserdem zu beachten, dass die oberste Belastungsfigur ein Dreieck ist, ein Trapez, dessen eine Seite zu einem Punkt zusammengeschrumpft ist

**) Die letztere ist nicht eingezeichnet um die Deutlichkeit der Abbildung 82 nicht zu beeinträchtigen.

***) Eine Fortsetzung der Mauer nach unten lässt sich durch Anfügung weiterer Gewichts- und Belastungs-Trapeze leicht in der Untersuchung berücksichtigen.

Als Massstab des Querschnittes empfiehlt sich 1 : 100, als Kräftemassstab 1 mm = 1 qm = 1 cbm Mauerwerk anzunehmen.

Für die Fuge AB (Abb. 82) sind die Pressungen in den Punkten A und B nach den Formeln (5) und (6) bei vollem und bei leerem Becken ausgerechnet. Die Entfernungen u = 2,67 bezw. = 2,23 m der Resultirenden von der Kante, sind abgegriffen und nach Formel (3) $P = (p + p') \frac{l}{2}$ die Probe auf die Richtigkeit der Rechnung gemacht.

Die Tiefe der Mauer = 100 cm gesetzt.

Pressungen bei vollem Becken in den Punkten A und B (Abb. 82 und 83).

$P_4 = 29{,}2 \cdot 2{,}4 = 70 \text{ t} = 70\,000 \text{ kgr.}$

$u = 267 \text{ cm}; \; l = 600 \text{ cm}$

(A) $p = \frac{2\,P}{l \cdot 100}\left(2 - \frac{3\,u}{l}\right) = \frac{2 \cdot 70000}{600 \cdot 100}\left(2 - \frac{3 \cdot 267}{600}\right) = 1{,}54 \text{ kgr/qcm}$

(B) $p' = \frac{2\,P}{l \cdot 100}\left(\frac{3\,u}{l} - 1\right) = \frac{2 \cdot 70000}{600 \cdot 100}\left(\frac{3 \cdot 267}{600} - 1\right) = 0{,}79 \text{ kgr/qcm}$

Probe: $\frac{p + p'}{2} \cdot l \cdot 100 = P_4$

$\left(\frac{1{,}54 + 0{,}79}{2}\right) 600 \cdot 100 \cong 70000$

Ermittelung der Resultirenden für wagrechte Fugen.

Kräftepolygon.

Raumgewicht des Mauerwerks = 2,4.
Massstab für die Längen 1 : 150,
für die Kräfte 2 mm = 1 qm = cbm
= 2,4 t

Abb. 87. Abb. 86.

Pressungen bei leerem Becken in den Punkten A und B (Abb. 82 und 83).

$R^G = 28{,}2 \cdot 2{,}4 = 67{,}68 \text{ t} = 67\,680 \text{ kgr.}$

$u = 223 \text{ cm}; \; l = 600 \text{ cm}$

(B) $p = \frac{2 \cdot 67680}{600 \cdot 100}\left(2 - \frac{3 \cdot 223}{600}\right) = 1{,}985 \text{ kgr/qcm.}$

(A) $p' = \frac{2 \cdot 67680}{600 \cdot 100}\left(\frac{3 \cdot 223}{600} - 1\right) = 0{,}27 \text{ kgr/qcm.}$

Probe: $(1{,}985 + 0{,}27)\; 600 \cdot 100 \cong 67680$ kgr.

Bei Mauern bis zu 30 m Höhe werden die Pressungen so geringfügig, dass es in der Regel genügt, nachzuweisen, dass die Drucklinien — d. h. die Verbindungslinien der Schnittpunkte der Fugen mit den Resultirenden aller oberhalb der betreffenden Fuge angreifenden Kräfte

— weder bei vollem noch bei leerem Becken aus dem mittleren Drittel des Mauerwerksquerschnitts fallen. Das bedeutet, dass sich kein Theil des Mauerquerschnitts der Druckwirkung entzieht.

Schneidet dann keine der Resultirenden die zugehörige Horizontalfuge unter einem kleinern Winkel als arccotg 0,75 (∾ 53°), so ist damit der Beweis erbracht, dass überall Sicherheit gegen Gleiten vorhanden ist.

2. Die Annahme von schrägen Fugen.

Das bisher geschilderte Verfahren zur Ermittelung der Pressungen, wird von den Franzosen als das Delocre'sche bezeichnet und bei Mauern von geringerer Höhe auch in Deutschland als ausreichend erachtet.

Gelegentlich eines Antrags der Interessenten, den Stauspiegel der Thalsperre von Ternay um 1,65 m zu erhöhen, kam Bouvier zu einer Berichtigung desselben (a. d. p. e. ch. 1875. Siehe auch Theil II S. 16). Er stellte, um die Kantenpressung im Punkt m (Abb. 88) zu ermitteln, nicht die Horizontalfuge m n und die Normalkomponente P der Resultirenden R, sondern letztere selbst und die Projektion der Horizontalfuge auf eine ebenfalls vom Punkte m ausgehende, aber senkrecht zur Resultirenden gerichtete Fuge, in Rechnung.

Bouvier'sche Berechnungsweise.

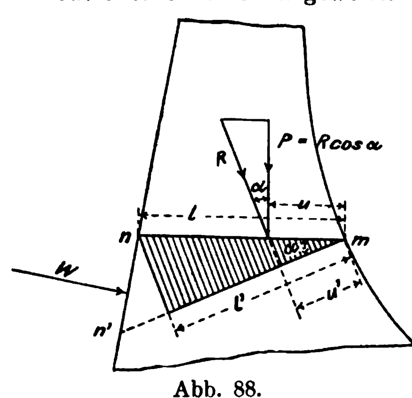


Abb. 88.

Unter der Annahme, dass das schraffirte Dreieck nur einen Uebertragungskörper für Kräfte, gleichgerichtet mit der Resultirenden bildet und unter Vernachlässigung des Gewichtes des Dreiecks m n n' und des zwischen n und n' darauf wirkenden Wasserdrucks tritt daher die Resultirende mit ihrem vollen Werthe in die Rechnung ein (nicht nur mit R cos α) und die Entfernung des Angriffspunktes von der Kante m u' wird die kleinste.

In den Formeln 5) und 6) Seite 5 ist

für u zu setzen u cos α (u')
„ l „ „ l cos α (l')
„ P „ „ R

sie gehen dann über in

$$5a)\quad p = \frac{2\,R}{l \cos \alpha}\left(2 - \frac{3\,u}{l}\right)$$

$$6a)\quad p' = \frac{2\,R}{l \cos \alpha}\left(\frac{3\,u}{l} - 1\right)$$

Die nachstehende Tabelle zeigt die nach diesen Formeln ausgerechneten, luftseitigen Pressungen für den ursprünglichen Stauspiegel 3,65 m und für den beabsichtigten von nur 2,0 m unter Mauerkrone (nach Dumas S. 92).

Tiefe unter Mauerkrone m	Länge der Horizontalfuge m	Grösste Pressung bei einem Stauspiegel 3,65 m kgr/qcm	2,0 m unter Krone kgr/qcm	Entfernung des Angriffspunktes der Resultirenden von der Kante (3,65 m)	(2,0 m)
	Ein Drittel				
3,65	4,80 (1,6)	—	0,38	2,4	2,77
7,65	5,18 (1,73)	1,22	1,70	2,79	2,55
11,65	5,93 (1,98)	2,72	4,12	2,82	2,34
15,65	7,07 (2,36)	4,87	7,31	2,88	2,18
19,65	8,63 (2,88)	7,19	11,01	3,04	2,17
23,65	10,96 (3,65)	8,85	13,19	3,58	2,61
27,65	14,21 (4,74)	9,27	12,61	4,77	3,79
31,65	18,32 (6,11)	9,03	11,32	6,64	5,69
35,65	22,46 (7,49)	9,10	10,98	8,57	7,66
38,00	24,90 (8,30)	9,20	10,96	9,74	8,83

Man sieht, dass die nach der Delocre'schen Methode berechnete grösste Pressung von 7 kgr/qcm schon beim ursprünglichen Stauspiegel bedeutend überschritten wird.

Die Erhöhung des Stauspiegels um 1,65 würde aber nicht nur eine besonders in den mittleren Theilen der Mauerhöhe fühlbare Vergrösserung der Druckspannungen, sondern auch eine Zugspannung wasserseitig veranlassen. Daher ist statt 1,65 m nur eine Erhöhung des Stauspiegels um 1,0 m zugelassen.

Guillemain, inspecteur général d. p. e. ch. geht über die von Bouvier aufgestellte Forderung hinaus und stellt sämmtliche oberhalb der Fuge m n' angreifenden Kräfte in Rechnung.*)

Normal-Querschnitt nach Guillemain.

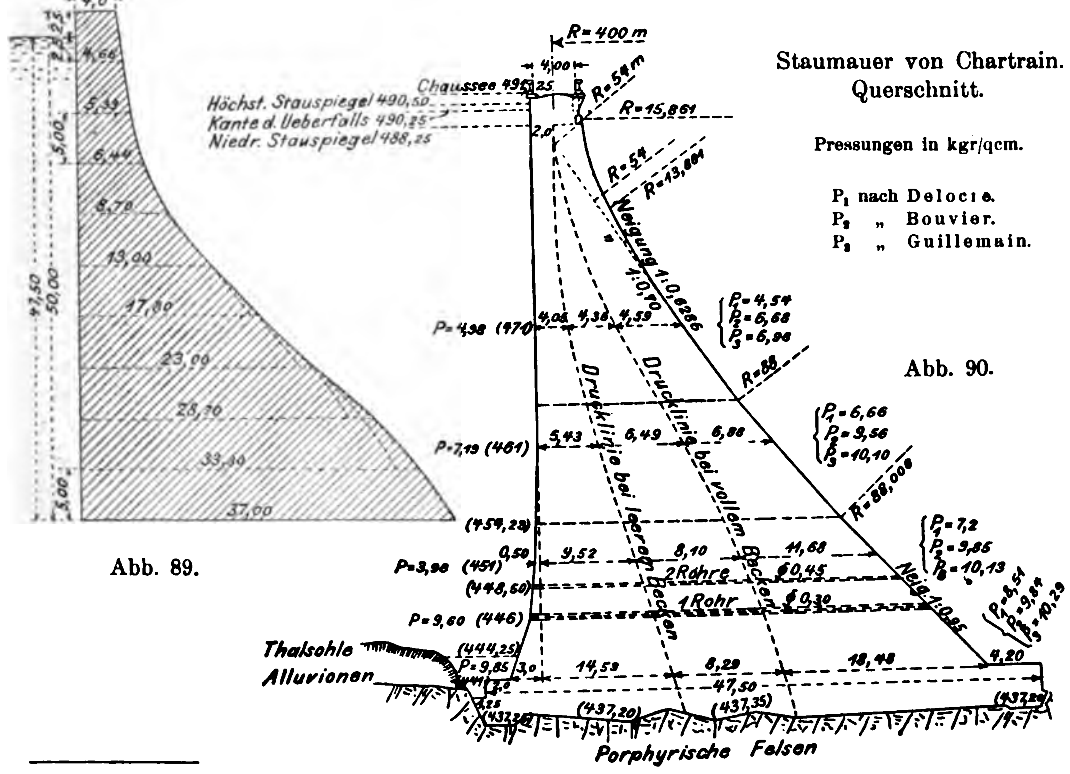


Abb. 89.

Abb. 90.

*) Die vergleichsweise zusammengestellten Ergebnisse aller 3 Methoden sind in Abb. 90 enthalten.

Aus dem Normalquerschnitt nach Guillemain Abb. 89 ist zu erkennen, dass beispielsweise der Querschnitt einer Mauer von 30 m Höhe nicht derselbe ist, wie der einer Mauer von 50 m Höhe. Der letztere muss, in gleicher Höhe von der Krone gerechnet, stärker sein.

3. Berücksichtigung des Auftriebs.

In dem dunklen Gefühle etwas besonderes thun zu müssen, um die unbekannten Wirkungen des in die Sperrmauer eingedrungenen Druckwassers zu berücksichtigen, haben einige Ingenieure ihre Querschnitte unter Annahme eines Wassers von hohem specifischen Gewicht berechnet.

Wenn das Wasser, wie in Algier von Sinkstoffen derart beschwert ist, dass sein Gewicht bis auf 1,1—1,2 steigt, so hat das Verfahren seine volle Berechtigung, dagegen entspricht die Annahme eines Wassers vom spec. Gewichte 1,8—2,0 den thatsächlichen Verhältnissen nicht und giebt ein falsches Bild der Pressungen.

Viel einleuchtender erscheint das Fecht'sche Verfahren.*) Derselbe nimmt eine den Querschnitt in gleicher Stärke durchsetzende Horizontalfuge an, in welcher der Wasserdruck von der vollen Druckhöhe wasserseitig, bis auf 0 luftseitig, linear abnimmt.

Unter Einwirkung seines Gewichts und des Wasserdrucks (einschliesslich des Auftriebs) soll der oberhalb der Fuge liegende Körper noch gegen Umkanten gesichert sein.

Es sei übrigens bemerkt, dass eine oberhalb der betrachteten, entstehende Fuge einen Theil des Auftriebs aufhebt, so dass nur der Druckunterschied auf ein Oeffnen der unteren Fuge hinwirkt.**)

Die Berechnung von Lieckfeldt***) gründet sich darauf, „dass der Wasserdruck als Auftrieb nur insoweit wirksam ist, als er den Gegendruck des Mauerwerks in der Lagerfuge überschreitet".

In andern Worten: Der oberhalb einer sich bildenden, an der Luftseite geschlossenen Lagerfuge, befindliche Mauerkörper, soll sich unter den bei dichter Mauer wirkenden Angriffskräften, den Pressungen des Auftriebs und dem Gegendruck des Auflagerkörpers im Gleichgewicht befinden. Er ruht auf Wasser und Mauerwerk zugleich. Soweit der Gegendruck des Auflagekörpers kleiner ist als der Auftrieb tritt das konstante Mass des letzteren ein. Ob dann der übrige Theil des Gegendrucks durch Mauerwerk oder Auftrieb geleistet wird, also ob in diesen Theil der Fuge Wasser eintritt oder nicht, ist für die rechnungsmässige Standfestigkeit der Mauer einerlei.

Die entstehende Druckfigur Abbild. 91 verwandelt sich nach Lieckfeldt (Fecht) in die der Abb. 92, wenn die Fuge auch an der Luftseite sich öffnet.

*) Zeitschr. f. Bauw. 1889.
**) Centralbl. d. Bauverw. 1889. S. 397 und 443.
***) Centralbl. d. B. 1898. S. 105 u. f.

Aus den Gleichungen der Vertikalkräfte und Momente lässt sich x (x') = Länge des Fugentheils, welcher mit mehr als dem Wasserdruck beansprucht wird und a (a') Grösse der Kantenpressung finden.

$$x = \frac{3\,m - n}{2\,m} \cdot l$$

$$a = \frac{2\,m\,R + h}{x}$$

$$= \frac{4\,m^2 \,.\, R + h}{3\,(m - n) \,.\, l}$$

$$\text{wobei } m = \frac{D}{R}\,;\; n = \frac{2e}{l}.$$

a' ist etwas kleiner als a, es genügt nach Lieckfeldt die Berechnung des letzteren. a darf das zulässige Mass nicht überschreiten. Ausserdem

Druckvertheilung nach Lieckfeldt. Centralbl. 98 S. 107.

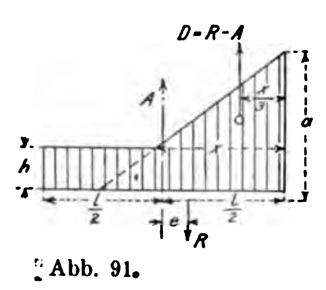


Abb. 91.

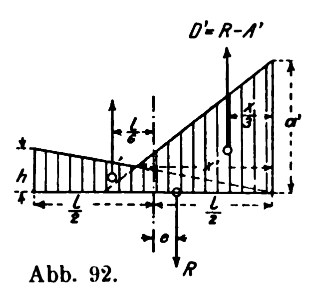
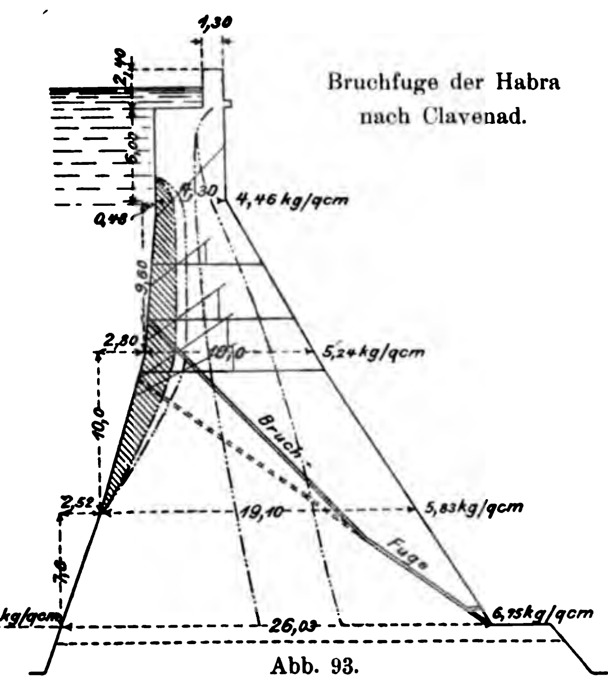


Abb. 92.

ist zu beachten, dass $e \leqq \frac{D}{R} \cdot \frac{l}{3}$ andernfalls ist der untersuchte Querschnitt zu verstärken. Die Berechnung führt zu einer sehr erwünschten Verbreiterung der Mauer in den mittleren Theilen der Höhe.

Die Annahme, dass auch nach Eintritt einer Fuge noch eine trapezförmige Vertheilung der Pressungen stattfindet, ist ein kaum zulässiger Ausbau der Méry-schen Theorie.

Auch dürfte eine wagrechte oder gar aufwärts biegende Fortpflanzung der Bruchfuge im Querschnitt — ganz abgesehen von der



Bruchfuge der Habra nach Clavenad.

Abb. 93.

Richtung der seitlichen Ausbreitung*) — nahezu ausgeschlossen sein. Dieselbe wird sich vielmehr, unabhängig von der Lagerfuge, in der Richtung des wachsenden Drucks, vom Innern des Beckens nach aussen abfallend (Habra, Bouzey, Sonzier), ausbilden und es wird dabei auch die Scheerfestigkeit, das Anhaftungsvermögen des Mörtels, die Spaltbarkeit der Steine u. a. in Betracht kommen.

4. Zulässige Pressungen.

Als zulässige Pressung ist nach Guillemain zu betrachten für:

Beton	3—4 kgr/qcm
Gewöhnliches Kalkbruchstein-Mauerwerk mit wenig hydraulischem Mörtel	5 „
Gutes Kalkbruchstein-Mauerwerk mit gutem hydraulischen Mörtel	8 „
Granitbruchstein mit Mörtel von ausgezeichnet hydraulischen Eigenschaften	10—12 „

12 kgr/qcm wurde auf dem V. Binnenschifffahrtskongress als diejenige Druckspannung bezeichnet, bis zu welcher man bei gutem Material ohne Bedenken gehen könne.

Dieselbe wird bei den älteren, spanischen Mauern, Almanza (14,0 kgr/qcm) und Elche (12,7 kgr/qcm), in neuer Zeit beim New Croton-Damm (16 kgr/qcm) überschritten.

In Deutschland wird nach Intze, Hannoversche Zeitschr. 1899, S. 24 bis 12 kgr/qcm im Mauerwerk zugelassen.

Voraussetzung dabei ist:

Stauspiegel in gleicher Höhe mit Mauerkrone = (1,0—1,5 über Ueberfallkrone).

Hinterfüllungserde unter Wasser von 800 kgr/cbm Raumgewicht und Böschungswinkel 20°.

5. Die Berücksichtigung der Scheerkräfte.

Die Horizontalkraft, welche ein Gleiten der Mauer in der Fuge oder in der Gründungsfläche hervorzubringen strebt, ist $\gamma \frac{h^2}{2}$

Ihr widersteht:

a) Die Reibung, welche durch das Eigengewicht der Mauer und einen etwaigen senkrechten Wasserdruck hervorgebracht wird. (Ihre Summe sei P, der Reibungscoeffic. = f.)

b) Die Cohäsion des Mauerwerks. Wird die Scheerspannung mit τ, die Mauerbreite mit b bezeichnet, dann gilt:

$$(7) \quad \gamma \frac{h^2}{2} < P . f + \tau b.$$

*) Es ist zu vermuthen, dass die seitlich benachbarten Theile der Fuge, bei leerem wie gefülltem Becken, unzulässig hohe Pressungen erhalten. Man braucht nur an den praktisch nicht ganz unausführbaren Versuch zu denken, die (luftseitig natürlich geschlossenen) Fugen von vornherein herzustellen.

Der Auftrieb in einer entstehenden Fuge verkleinert das Produkt P . f in seinen beiden Faktoren.

Die Last P wird verringert und das Wasser wirkt gleichsam als ein Schmiermittel. (Man denke in letzterer Beziehung an ein Wasserglas auf einer benetzten Marmorplatte. Ein leiser Anstoss genügt, um es in Bewegung zu versetzen.)

τ kann für Mauerwerk ≌ 0,8 kgr/qcm gesetzt werden.

In der Regel setzt man f = 0,75 und τ = 0, die Bedingung (7) geht dann über in

$$(7a) \quad \gamma \frac{h^2}{2} \leq \frac{3}{4} P.$$

Zeichnerisch würde das bedeuten, dass keine Horizontalfuge unter einem kleineren Winkel als arcotg 0,75 ≌ 53⁰ geschnitten werden darf.

Diese Bedingung ist nach Clavenad unzureichend. Es lassen sich sehr wohl geneigte Fugen denken, welche von der Resultirenden unter einem kleineren Winkel als den Reibungswinkel getroffen werden (Abb. 94), dann muss die Cohäsion eintreten. Der Unterschied zwischen der zur Fuge gleichlaufenden Komponente der Resultirenden R_p und dem Reibungswiderstand muss kleiner sein als die zulässige Scheerspannung der abzuscheerenden Fläche.

Scheerspannung. Grösste Scheerspannung nach Clavenad.

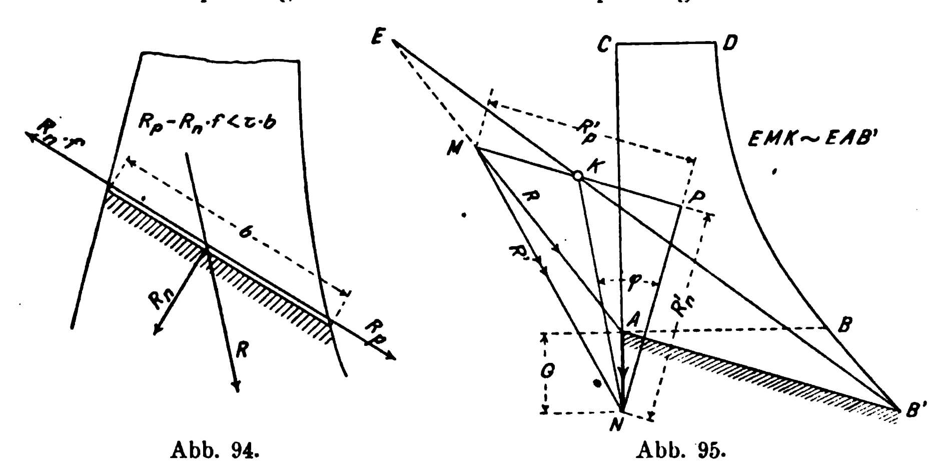


Abb. 94. Abb. 95.

Zur Ermittelung des grössten Unterschiedes $R_p - R_n \cdot f$ bedient sich Clavenad folgenden Verfahrens (Abb. 95):

1. Es sei R die Resultirende aller auf A B C D wirkenden Kräfte nach Grösse und Richtung.

2. G das Gewicht des Dreiecks A B B'.

Man zerlege die Resultirende R' aus 1 und 2 gleichlaufend und senkrecht zur angenommenen Gleitfläche A B', trage φ (entsprechend f) in N an NP an, so ist $KM = R_p - R_n \cdot f$ die durch Cohäsion aufzunehmende Kraft. Dieselbe wächst mit $\frac{KM}{AB'}$ oder aus der Aehnlichkeit der Dreiecke mit $\frac{EM}{EA}$.

Durch Wiederholung des Verfahrens findet man den grössten Werth.

Dumas bemerkt hierzu, dass sich die Gleitfläche schwerlich nach einer Ebene A B′, sondern nach einer gebrochenen Fläche mit viel grösserer Widerstandsfähigkeit bilden wird und daher die Betrachtungen Clavenad's für die Dimensionirung von Staumauern von geringem Werth sein dürften. Ich bin entgegengesetzter Ansicht.

Die Bruchquerschnitte der Habra, der Sperre von Bouzey und des Wasserbehälters von Sonzier lehren, dass die Scheerfestigkeit in Anspruch genommen wird. Die Fugenanordnung und die Verspannung der einzelnen Steine gegeneinander sind nicht von ausschlaggebender Bedeutung.

6. Die Gewölbewirkung.

Steile, felsige Seitenwände enger Thäler laden dazu ein, einen Theil des Wasserdrucks durch die Gewölbeform der Mauer auf sie zu übertragen. Die Erbauer der Jahrhunderte alten, spanischen Staumauern haben sich diesen Vortheil nicht entgehen lassen, während ihn die Franzosen erst in neuerer Zeit zu würdigen wissen.

Die kreisförmige Grundrissanordnung der Mauer wird jetzt selbst da gewählt, wo eine grosse Längenerstreckung oder Stärke der Mauer eine Gewölbewirkung zweifelhaft erscheinen lässt.

Wenn nicht die Höhenlage und Beschaffenheit des Felsuntergrundes die Grundrisslinie vorzeichnen, sollte man den geringen Mehraufwand, welchen die Abweichung von der Geraden erfordert, nicht scheuen, um durch eine gekrümmte oder gebrochene Grundrissform der Mauer, den unvermeidlichen Bewegungen die Richtung vorzuschreiben.

Ferner ist es erwünscht, trotzdem der aus seinem senkrechten Verband herausgeschnittene Mauerklotz rechnungsmässig stabil erscheint, dass derselbe in Folge der Gewölbeverspannung an den benachbarten Mauertheilen eine Stütze findet und der Wasserdruck selbst bestrebt ist wenigstens die senkrechten Risse wieder zu schliessen.

Was die Berechnung der Ringspannungen anlangt, so legen die meisten Autoren die von Navier aufgestellte Formel $\sigma \cdot b = \gamma \cdot h \cdot R$ zu Grunde, wobei

$\sigma \cdot b = S$ die Gesammtpressung senkrecht zur radialen Schnittfläche.

γ das specifische Gewicht des Wassers $= 1$.

h die Tiefe unterm Stauspiegel.

R der Halbmesser der wasserseitigen Gewölbefläche.

Schreibt man für ein unendlich kleines Gewölbestück die Kräfte ein, unter denen es im Gleichgewicht sein muss (siehe Abb. 96) und zerlegt sie senkrecht und gleichlaufend zum angreifenden Wasserdruck q . ds, so heben sich die senkrechten Komponenten auf und es ergiebt sich

$$q \,.\, ds = 2\,S \sin d\,\frac{\beta}{2} + d\,S \sin d\,\frac{\beta}{2}$$

Das letzte Glied ist unendlich klein zweiter Ordnung und fällt weg, statt $\sin d\frac{\beta}{2}$ kann man setzen $d\frac{\beta}{2}$; statt $ds = R \cdot d\beta$. Es folgt:

$$q \cdot R = S \cdot d\beta$$
$$q \cdot R = S = \text{Constans}.$$
$$0 = dS.$$

Krantz nimmt als Krümmungshalbmesser R den mittleren des Gewölbringes und ebenfalls eine centrische Ringspannung an.

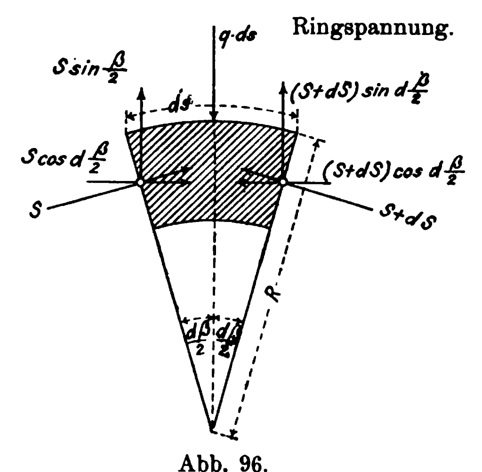


Abb. 96.

Dagegen lässt Delocre die Drucklinie durch das wasserseitige Drittel der Gewölbestärke gehen und erhält in Folge dessen wasserseitig die doppelte Pressung, während sie auf der Luftseite = 0 wird.

Die Pressungen, welche sich aus der Navier'schen Formel ergeben, werden bei Staumauern nur zu einem Bruchtheil erreicht.

Eine Gewölbewirkung*) der Mauer wird nur insofern eintreten, als der Widerstand derselben als Stützmauer dies zulässt. In ihren oberen Theilen, wo die Beweglichkeit vorhanden wäre, wird die grosse Längenentwicklung, in den Fundamenten der Mauer, die übermässige Stärke, dem Eintritt einer Gewölbewirkung in der Regel im Wege stehen.

Wir verlieren dadurch zur Beurtheilung des wirklich eintretenden Widerstandes den Zusammenhang mit den uns bekannten Konstruktionen.**)

Ein unzweifelhaftes Eintreten und Ueberwiegen des Gewölbewiderstandes ist nur bei sehr günstigen Verhältnissen, steilwandigen, engen Thälern, wie es die Beispiele (Abb. 71—76 i. II. Th) zeigen, vorhanden.

Wo darauf gerechnet wird, ist die Form der Widerlager — radial und abgetreppt — dem entsprechend einzurichten und auch bei der Fugenanordnung einigermassen darauf Rücksicht zu nehmen.

Im Allgemeinen betrachtet man die günstige Wirkung der Gewölbeform auf die Stabilität der Mauer nur als einen Ueberschuss an Sicherheit und bezieht sie nicht in die Rechnung ein.

Die Ersparniss an Mauerwerk bei der Anwendung der Gewölbeform legt den Gedanken nahe, grosse Mauerlängen in ein System von Pfeilern und Gewölben aufzulösen.

Die Anordnung führt indessen wegen des Gleitens zu ausserordentlichen Pfeilerabmessungen.

Trotzdem hat Hétier (a. d. p. e. ch. 1885) bei sehr nahe gestellten Pfeilern und dazwischen gespannten Hausteingewölben eine Er-

*) Im Centralbl. d B. 1899. S. 10 sucht Bachmann dieselbe als beinahe = 0 nachzuweisen.

**) Das Gewicht der Mauer wird stets durch eine wagrechte, genügend breite Unterstützungsfläche aufzunehmen sein.

sparniss an Mauerinhalt herausgerechnet, welche aber wegen der Erhöhung des Einheitspreises schwerlich eine Verminderung der Gesammtkosten bringen wird.*)

Die Anwendung von Strebepfeilern für gerade Mauern hat bei einigen Ausführungen nicht die erwarteten, günstigen Ergebnisse geliefert.

Krantz ist der Ansicht, dass der Mauerinhalt derselben, zweckmässig auf die Mauerlänge vertheilt, vortheilhafter angewendet gewesen wäre. Die Strebepfeiler unterbrechen die Gleichartigkeit der Mauer.

7. Die Arbeitsfestigkeit.

Die Versuche von Wöhler haben gezeigt, dass wechselnde Beanspruchungen in einem Sinne, noch viel mehr aber in verschiedenem Sinne, also abwechselnde Zug- und Druckbeanspruchungen, die Bruchfestigkeitsgrenze metallischer Stäbe bedeutend herabziehen.

Ein Probestab von Eisen, welcher im Stande war, eine permanente Last mit einer Beanspruchung von 34 kgr/qmm zu tragen, brach bei abwechselnden, oft genug wiederholten Belastungen, welche zwischen 29 und 32 kgr/qmm schwankten.

Die Bruchgrenze ging bis zu 22 kgr/qmm herab, als derselbe Stab abwechselnd dieser Beanspruchung unterworfen und ganz entlastet wurde, und sie sank auf 12 kgr/qmm bei einer abwechselnden Zug- und Druckbeanspruchung von dieser Grösse. Wenn die Bruchbelastungsgrenze eines elastischen, homogenen Eisenstabes bei durchaus centrischer Inanspruchnahme derartig herabgedrückt wird, wievielmehr muss es bei einer Staumauer der Fall sein.

Nicht zu überschätzen ist die nachgewiesene, grössere Elasticität des Trassmörtels gegenüber dem Cementmörtel, denn das Mauerwerk besteht zu $^2/_3$ aus dem unelastischen Bruchstein.

Nicht zu unterschätzen ist der Umstand, dass die Veränderung der Pressungen nur äusserst langsam mit dem Sinken und Steigen des Wasserpiegels im Becken erfolgt. —

Wenn das gänzlich unsichere Verhalten des Mauerwerks unter der Einwirkung von Zugbeanspruchungen dies zuliesse, so würde man aus den Formeln (5 und 6), indem man sie auch für negative Werthe gelten lässt, die Zugspannungen ermitteln können.

Man hat dies thatsächlich ausgeführt und wenn es unter dem Vorbehalte geschieht, dass die Bedingungen, welche die Wirksamkeit der Zugspannungen gewährleisten, nicht erfüllt sind, mag das Verfahren dazu dienen, ihre Gefährlichkeit zu zeigen. Die auf Zug beanspruchten Mauerwerkstheile sind nicht nur überflüssig, sondern auch schädlich.

---

*) Neuerdings ist dieser Gedanke wieder aufgenommen worden. (Siehe Centralbl. 1897. S. 450 und 1898. S. 525 u. f.)

Es findet sich dabei eine Idee, welche m. W. dem Prof Müller in Braunschweig für Stützmauern patentirt ist, und auch bei vollen Sperrmauer-Querschnitten Beachtung verdient und gefunden hat — die senkrechte Komponente des Wasser(Erd-)drucks auszunutzen — verwerthet.

Die geneigt liegenden Gewölbe übertragen die Wasserlast in viel günstigerer Weise auf die Pfeiler, versteifen dieselben wirksamer gegen einander und werden auch in unbelastetem Zustande, durch ihr Eigengewicht vor Zugspannungen bewahrt. Das Prinzip lässt sich in den mannigfaltigsten Zusammenstellungen vielleicht auch in Eisen fruchtbar ausbauen.

Der in nebenstehender Abb. 97 schraffirte Theil des Querschnitts sei auf Zug beansprucht. Es wird sich eine Fuge zu öffnen streben, welche sich allmählich über den ganzen, nicht unter Druck stehenden Theil verbreitet.

Der Auftrieb des Wassers verändert die Gleichgewichtsbedingungen, unter denen das Profil berechnet ist.

Die Verminderung des Mauergewichts durch den Auftrieb rückt dessen Schwerpunkt thalseitig und mit ihm rückt die Drucklinie. Die Zugspannung wasserseitig und die Druckspannung luftseitig wachsen, die Fuge erweitert sich. Dies Spiel wiederholt sich bis zur Zerstörung der Mauer durch Umkanten oder Gleiten.

Querschnitt der Habra.
Pressungen nach Bouvier, kgr/qcm.

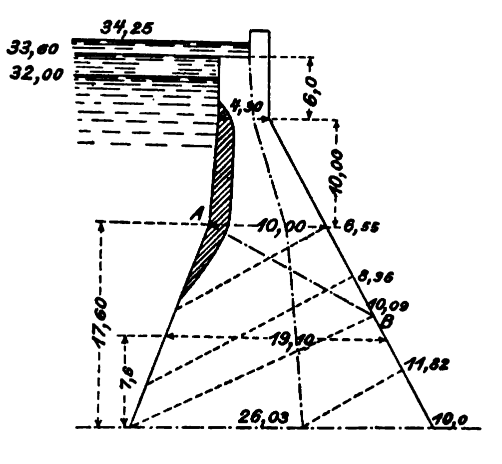


Abb. 97.

Die Lage der Mauer wird durch das abwechselnde Füllen und Leeren des Beckens verschlimmert, durch das Vor- und Zurückneigen wird das Mauerwerk gelockert und zermalmt.

Einige Ingenieure streben dahin, das Profil so zu gestalten, dass die rechnungsmässigen Kantenpressungen in den beiden Grenzlagen der Resultirenden, bei vollem und bei leerem Becken, annähernd gleich werden.

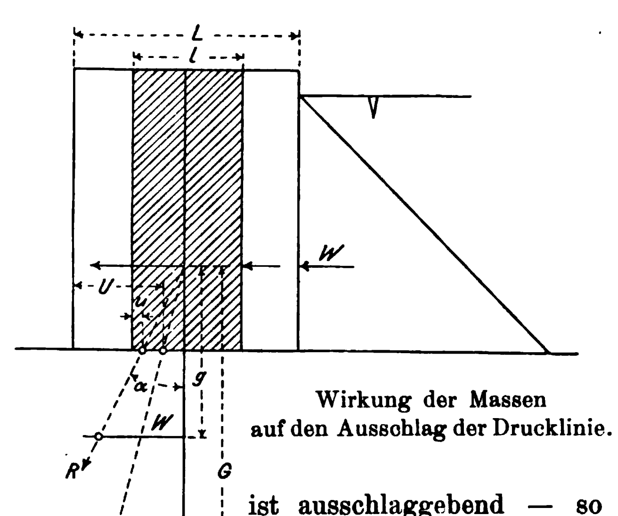
Andere wie z. B. Rankine schlagen vor, die letzteren grösser zuzulassen als die ersteren; damit sich auf der Wasserseite mit Sicherheit kein Theil des Mauerwerks der Druckwirkung entzieht, selbst auf die Gefahr hin, dass luftseitig geringe Zugspannungen auftreten.

Man sagt sich dabei, dass ein vollständiges Verschwinden des Wasserdrucks, wie es die Rechnung annimmt, nachdem das Becken einmal gefüllt ist, nie wieder eintritt und, dass eine Fugenbildung, luftseitig viel weniger Bedenken unterliegt als wasserseitig.

Nun haben aber die Versuche von Wöhler gezeigt, dass es der Zugspannungen gar nicht bedarf, um zerstörende Wirkungen hervorzubringen, sondern dass schon recht unbedeutende Druckunterschiede denselben Erfolg haben.

M. E. muss daher für Staumauern genau so gut wie für Eisenkonstruktionen eine Arbeitsfestigkeitsgrenze eingeführt werden, d. h. es ist das Mass der Druckschwankung an ein und demselben Punkte des Querschnitts festzustellen und zu begrenzen.

Das Hin- und Herpendeln der Drucklinie innerhalb des mittleren Drittels kann, abgesehen vom Raumgewicht des Mauerwerks, allein



Wirkung der Massen auf den Ausschlag der Drucklinie.

Abb. 98.

durch eine Vermehrung der Massen beschränkt werden.*) (Abb. 98.)

Eine dadurch entstandene Erhöhung des absoluten Masses der Pressungen ist viel weniger zu scheuen, als grosse Druckunterschiede.

Es ist kein Thalsperrenmörtel — und dessen Festigkeit, nicht die des Bruchsteins ist ausschlaggebend — so schlecht, dass er nicht 20 kgr/qcm mit fünffacher Sicherheit zu tragen vermöchte, vorausgesetzt, dass nicht grosse Schwankungen in dieser Belastung eintreten.

Wenn die Arbeitsfestigkeit eingeführt wird, dann wird auch der Längenerstreckung der Thalsperre Rechnung getragen werden. Durch die Gewölbeform einer kurzen Mauer werden die ungeheuren Massen der Widerlager mit herangezogen. Bei langen Mauern ist dies nicht der Fall. Diese müssen durch ihr eigenes Gewicht die Gewähr dafür bieten, dass nur geringe Verschiebungen der Drucklinien eintreten.

Da auch die unteren Theile der Mauer mit dem Felsen des Fundaments und der Anschüttung solidarisch wirken, dürfte trotz der grösseren Pressungen daselbst, hier eine Vermehrung des Querschnitts viel weniger nothwendig sein als in den oberen Theilen.

Letztere haben verhältnissmässig grosse Längs- und geringe Querschnittsabmessungen, sie sind den Angriffen der äusseren Kräfte und den Bewegungen vorzugsweise ausgesetzt.

In den Bewegungen und ihren Folgen, viel weniger als in den hohen Pressungen, liegt die Gefahr für eine Sperrmauer.

Hervorzuheben ist, dass die Veränderungen in den Druckverhältnissen beim ersten Einstau und vor Vollendung der chemischen und mechanischen Vorgänge im Innern der Mauer, wie sie Fecht schildert, einen um so günstigeren Verlauf haben werden, je kleiner sie sind.

In der Verwendung grosser Massen (Gewölbeform) besteht m. E. das Geheimniss der Widerstandsfähigkeit der alten, spanischen Thalsperren. Das ist der Grund, warum die mächtige Mauer der Gileppe nicht nur das Gefühl grosser Sicherheit erweckt, sondern dieselbe gegenüber den schwachen, theoretischen, französischen Profilen auch besitzt.

*) Dazu ist auch der senkrechte Wasserdruck, welcher bei geneigter, wasserseitiger Profilbegrenzung auftritt, zu zählen.

Daher dürfte die senkrechte Profilbegrenzung, welche französische Ingenieure im oberen Theil der Mauer beibehalten, bis die Ueberschreitung der zugelassenen Druckbeanspruchung zu einer Ausladung zwingt, nicht unbedingt richtig sein.

8. Die Temperaturspannungen.

Eine weitere Arbeit von m. E. viel zu wenig beachteter, zerstörender Wirkung muss die Mauer unter dem Einfluss von Temperaturunterschieden leisten. Auch diese trifft hauptsächlich die ungeschützten, schwächern, obern Theile der Mauer, in welche hinein die Temperaturschwankungen verhältnissmässig tief sich geltend machen. Dadurch, dass die stärkeren und geschützteren Theile der Mauer sowohl dem Eindringen der Temperatur als auch den Bewegungen einen grösseren Widerstand entgegensetzen, müssen ungleichmässige Spannungen entstehen. Hierbei ist auch die Mauerhöhe von Einfluss.

Die Remscheider Mauer zeigte bei gefülltem Becken, in Folge des Wasserdrucks allein, einen grössten Ausschlag in der Krone von 35 mm, bei geleertem Becken, unter dem Einfluss der Sonnenbestrahlung, einen solchen von 22 mm (Siehe Abb. 59). Risse sind daselbst nicht wahrgenommen.

Es ist nicht unmittelbar zu schliessen, dass die Kräfte, welche den letzteren Ausschlag bewirkt haben, zum Wasserdruck im Verhältniss 22 : 35 stehen, wohl aber, dass sie eine ungeheure Grösse erreichen.*)

Die Erwärmung der einzelnen Theile der Staumauer hängt sehr von ihrer Lage ab und zum Schutz gegen Temperatureinflüsse würde eine Erdumhüllung berechtigt sein.

Die guten Erfahrungen, welche die Amerikaner mit ihren dünnen Kernmauern (mit hohen, aber unveränderlichen, senkrechten Pressungen) gemacht haben, sprechen dafür.

9. Die Verhütung der Wirkungen des Druckwassers.

Bei allen längeren, zusammenhängenden Mauern, auch bei Staumauern, welche Temperaturschwankungen ausgesetzt sind, werden im Winter Risse beobachtet, welche im Sommer sich verengen oder ganz verschwinden. Die Bildung von Rissen in der Mauer in Folge ungleichmässiger Sackungen, mangelhaften Materials und schlechter Ausführung oder in Folge des Arbeitens der Mauer unter der wechselnden Wasserlast und Temperatur ist mit Sicherheit, trotz aller Vorsichtsmassregeln, nicht zu vermeiden.

Selbst von der Entstehung von Rissen abgesehen, ist die beste Isolirung nicht im Stande die Dichtigkeit unter einem Wasserdruck von 30 bis 50 m zu gewährleisten. Das Wasser dringt nicht nur durch die Poren des Mörtels, sondern selbst durch die Bruchsteine hindurch.

Ein Riss, der bei jedem andern Bauwerk ohne Bedenken wäre, kann hier die Todeswunde sein, weil das unter Druck stehende, weiche Wasser sofort nachdringt.

---

*) Der Ausdehnungscoefficient des Cementmörtels ist annähernd so gross wie der des Eisens $\left(\frac{1}{80000}\text{ bei } 1^{\circ}\text{ Celsius}\right)$ sonst würde bei den Monier-Konstruktionen eine Trennung der beiden Baustoffe eintreten. Wird er für Mauerwerk ebenso gross angenommen, so würde eine Erhöhung der Temperatur um 1° Celsius eine Verlängerung einer 240 m langen Staumauer um 3 mm in der Krone zur Folge haben.

Ausser dem Bemühen die Mauer durch Isolirung zu schützen, oder sie so stark zu erbauen, dass sie auch unter der Wirkung des Auftriebs standfähig bleibt, hat sich daher das Bestreben geltend gemacht die tragende Konstruktion, die eigentliche Stützmauer, von der dichtenden zu trennen. Lerond und E. Coignet*) schlagen im génie

Schutz vor dem Eindringen des Wassers in die Mauer.

Querschnitt.

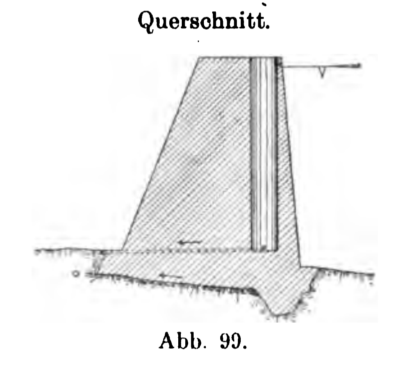


Abb. 99.

Grundriss.

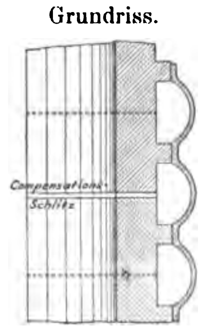


Abb. 100.

Compensationsschlitz als Entnahmestollen.
Wasserseitige Ansicht.

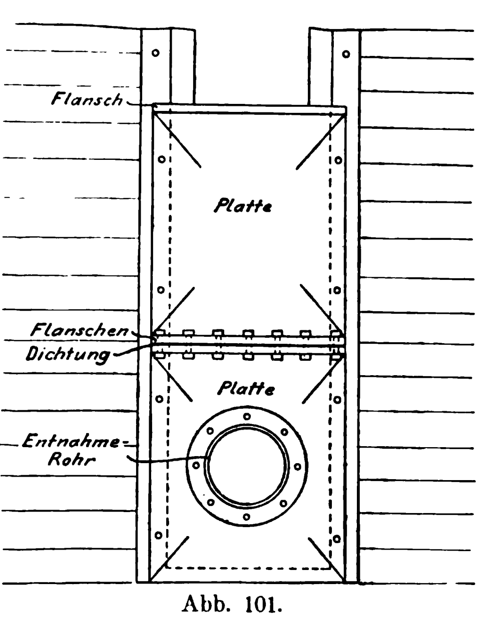


Abb. 101.

Grundriss.

Abb. 102.

civil 1895/96 vor, der Mauer wasserseitig Schächte mit Monierwänden, wie eine Reihe Bienenzellen vorzulegen. Das etwa in die Schächte eindringende Wasser wird ohne mit der Mauer in Berührung zu kommen, durch dieselbe hindurch, luftseitig abgeführt. (Abb. 99 u. 100.)

Der Gedanke hat für längere Mauern seine Bedeutung. Die entstehenden Mehrkosten würden, durch die Verwendung minderwerthigen Mauerwerks und billigeren Mörtels für den Hauptmauerkörper, ohne Nachtheil ausgeglichen werden können. Compensationsschlitze**), welche

*) Siehe auch Pelletreau a. d. p. e. ch. 1897. I. Trim. Centralbl. d. B. 1897. S. 450. Centralbl. d. B. 1898. S. 525.

**) Solche Compensationsschlitze, durch ein Gewölbe, einen Dammbalken- oder Eisenplattenverschluss gedeckt, bis unter die Erdoberfläche herabgeführt, wären auf jeden Fall von grossem Vortheil für lange Mauern. Sie wären vielleicht da anzulegen, wo durch die Entnahmestollen, die Mauer ohnehin geschwächt wird. (Siehe Abb. 101 und 102.)

die nunmehr viel ungefährlicheren Rissbildungen, — ihre Entstehungsursache sei, welche sie wolle, — hintanhalten, können eingelegt werden.

Eine Annäherung an das System Coignet würde eine ausgiebige Drainage nahe der wasserseitigen Mauerfläche bilden. Eine weitere Ausbildung ist die Auflösung der Mauer, in einzelne Pfeiler mit dazwischen gespannten Gewölben.

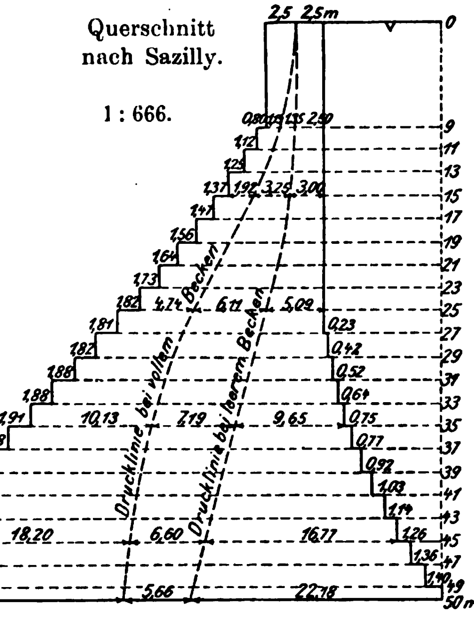


Abb. 103.

10. Die Vertheilung der Massen über den Querschnitt. (Profilgestaltung.)

Fassen wir alle Umstände zusammen, welche für die Berechnung einer Staumauer in Betracht kommen können:

Die Verschiedenheit der örtlichen Verhältnisse, des Niederschlagsgebietes, des Thalquerschnitts, der Stau- und Mauerhöhe, der Baustoffe und der Bauausführung.

Die Unsicherheit betreffs der Wirkungen des in die Mauer eindringenden Wassers und der Mitwirkung des Fundamentes und der Thalhänge. Die unberechenbaren Angriffe von Erdbeben, Witterung, Schub einer sich bildenden Eisdecke, Stoss der vom Wasser herangeführten Schwimmkörper, Eisschollen, Baumstämme und dergl.

Die Schwächung der Mauer durch die Entnahmevorrichtungen, das allenfallsige Versagen der letzteren und die Verstopfung des Ueberfalls.

Die auf Jahrhunderte berechnete Dauer. (Kriegszeiten).

Die eigenthümliche Form des ganzen Mauerkörpers, welchen wir nicht im Zusammenhang betrachten.

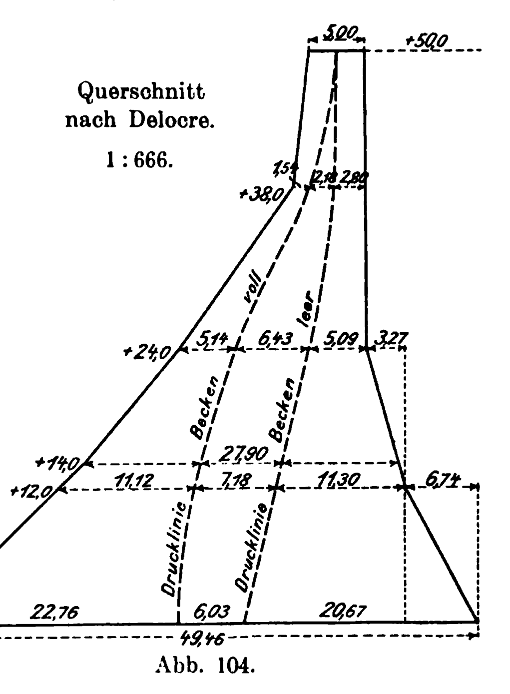
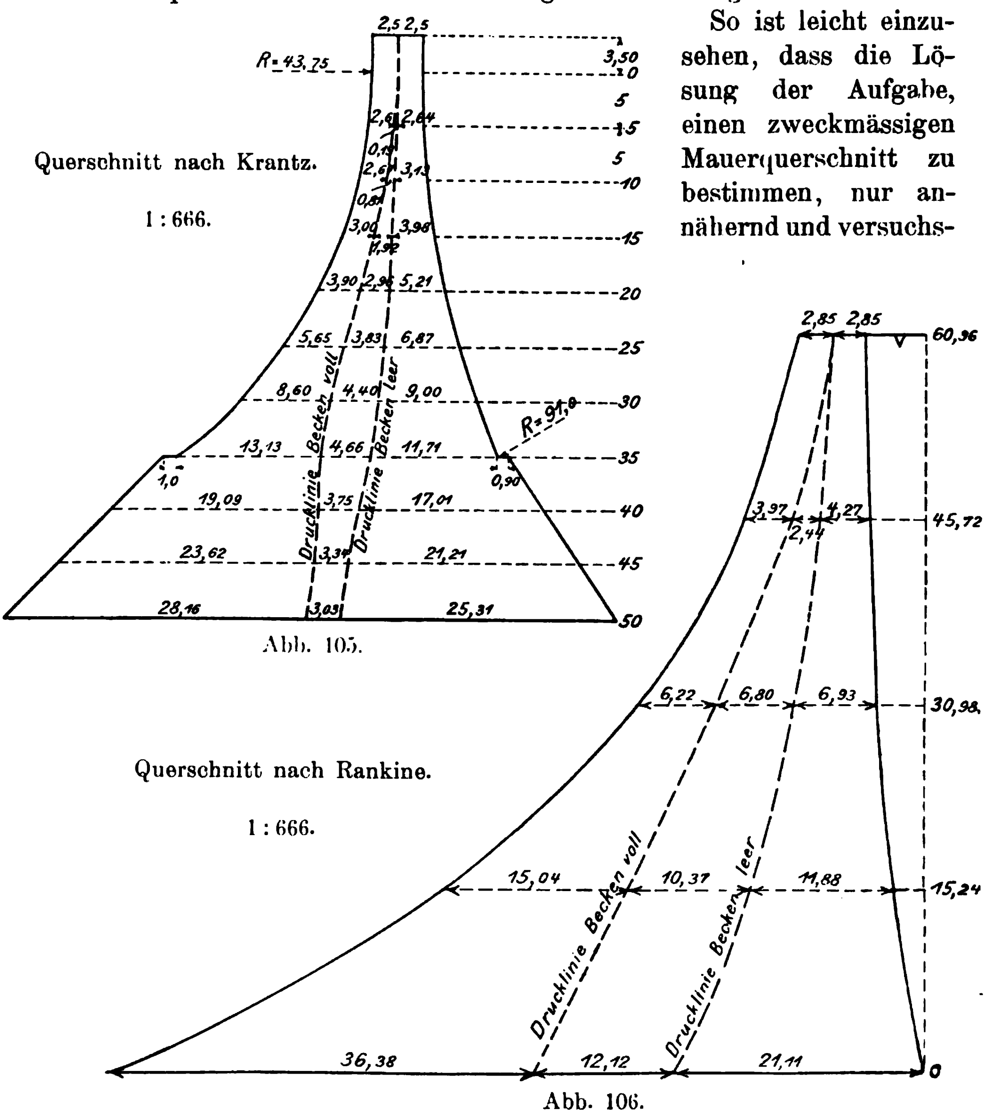


Abb. 104.

Die mangelhafte Berechnungsweise, der Ersatz der Massenkräfte durch Resultirende, die Voraussetzung der Homogenität und eine derselben entsprechende Zusammendrückung und Pressung:



Querschnitt nach Krantz.

1 : 666.

Abb. 105.

Querschnitt nach Rankine.

1 : 666.

Abb. 106.

So ist leicht einzusehen, dass die Lösung der Aufgabe, einen zweckmässigen Mauerquerschnitt zu bestimmen, nur annähernd und versuchsweise möglich ist und das Bemühen einen Normalquerschnitt zu construiren nur in beschränktem Maasse Erfolg verspricht.*)

Unger, (Centralbl. d. Bauv. 1892 S. 161) und Kreuter, (Zeitschrift f. Bauv. 1894) haben ein rechnerisches Verfahren angegeben.

Die Ergebnisse der Bemühungen der Ingenieure

Sazilly Abb. 103

Delocre „ 104

*) Solche, oft ausgeführte, zeichnerische oder tabellarische Zusammenstellungen von Querschnitten haben nur dann Werth, wenn alle Umstände, welche die Wahl jedes einzelnen beeinflussen konnten, bekannt sind. Siehe Vergleich des Furens Querschnitts mit 6 spanischen Staumauerquerschnitten, Theil II S. 5.

Krantz Abb. 105
Rankine „ 106
Harlacher „ 107 u. 108

sind aus den Abbildungen zu ersehen.

Querschnitt nach Harlacher.
1 : 666.

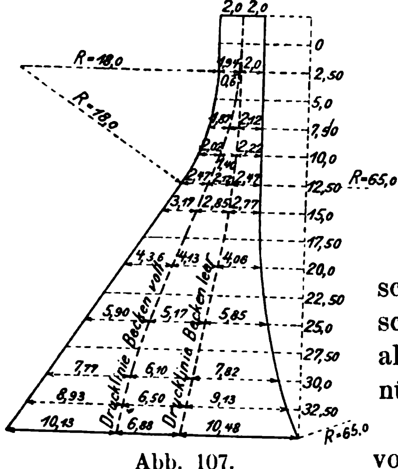


Abb. 107.

Grundriss der Staumauer im bösen Loch bei Komotau. (Harlacher.)

Abb. 108.

Auf dem V. internationalen Binnenschifffahrts-Kongress, Paris 1892 ist der Querschnitt der Staumauer von Chartrain (Abb. 90) als mustergültig und allen Ansprüchen genügend, anerkannt worden.

Pelletreau weist in den a. d. p. e. ch. vom Mai 1894 darauf hin, wie nahe dieser Querschnitt einem Dreieckprofil kommt, und dass durch Annahme eines solchen an mühsamen Berechnungen und bei der Ausführung an Ansichtsfläche gespart wird.

Will man nicht einen der oben erwähnten oder einen bereits ausgeführten Querschnitt zu Grunde legen, so halte auch ich die Annahme eines Dreieckprofils, wie solches S. 89 berechnet und abgebildet ist, als Ausgangspunkt der Untersuchungen für das geeignetste.

Für die Ausführung ist die Krone zu verstärken und durch eine wasserseitige Dossirung in gerader oder gebrochener Linie, kostenlos eine Vermehrung der Massen durch die Wasser- und Erdauflast zu erzielen.

Der Querschnitt ist, unter Berücksichtigung der besonderen Verhältnisse, nach den im vorstehenden angegebenen Verfahren zu untersuchen und zu ändern.

Zum Schluss möchte ich nicht unterlassen, den Sinn der Einleitung des Berichtes des M. Pelletreau für den erwähnten Binnenschifffahrts-Kongress anzuführen.

Die theoretische Berechnung des Mauerquerschnitts ist unerlässlich, denn sie gewährt werthvolle Fingerzeige und dem Ingenieur eine moralische Deckung.

In Wirklichkeit berechnet man nicht, sondern stellt Vergleiche an und ist beruhigt, wenn man die vorliegenden Stabilitätsbedingungen gleich denen ausgeführter Bauwerke findet, welche den Beweis ihrer Widerstandsfähigkeit geliefert haben.

Ende des I. Theils.

Druck von Gustav Ahrens, Berlin SW., Friedrichstr. 243.

Zweiter Theil.

A. Beschreibung ausgeführter Thalsperren.

I. Spanische Thalsperren.*)

Die Regenhöhen in Spanien schwanken nach dem Mittel langjähriger Beobachtungen zwischen 250 mm in 72 Regentagen des Jahres, in Salamanca beobachtet, und 1500 mm in 109 Regentagen, in Oporto gemessen.

Die Anzahl der Regentage war mit 165 i. M. (Regenhöhe 1218 mm) in Bilbao am grössten, während sie in Alicante mit 44 (Regenhöhe 441 mm) am geringsten war. Der Sommer ist die trockenste Jahreszeit, die übrigen $^3/_4$ des Jahres weisen ziemlich gleichmässige Niederschläge auf.

Nur für wenige, günstig gelegene Flussgebiete ist die Abflussmenge 0,4 — 0,6 der Regenmenge, für die meisten nur 0,25 und darunter.

Mit Ausnahme der nördlichen Provinzen würde die Eintragung der unter Cultur genommenen Flächen gleichsam über die Karte vertheilte Punkte ergeben: der Anbau erstreckt sich nur soweit die Bewässerung reicht, gewährt aber, trotzdem alles zwischen liegende Land öde ist, so ausgezeichnete und reiche Erträge, dass davon ganz Spanien versorgt und noch ein Ueberschuss für die Ausfuhr zurückbehalten werden kann.

Besonders in den Provinzen Valenzia, Alicante, Murzia und Granada befinden sich derartige „Gärten" (huerte oder veghe, beides bewässerte Flächen bedeutend, erstere mit 2maliger jährlicher Ernte), in welcher der Landmann dem Boden abfordern kann, welcher Art Früchte er will. Für Spanien ist daher die Bewässerung — und dazu gehören dort Sammelweiher — von Alters her eine Lebensfrage gewesen.

In Erkenntniss dieser Thatsache giebt der Staat nicht nur grosse Zuschüsse zu solchen Unternehmungen in Baar und in Gestalt billiger Darlehn, sondern er nimmt den Bau der grösseren Sperrmauern in der Regel selbst in die Hand. Er ist dazu umsomehr gezwungen, als die spärliche Bevölkerung — arm und träge — sich nur langsam der neuen Culturart anbequemt und zur Verzinsung des Anlagekapitals beiträgt.

Die Nutzniessung des Wassers ist entweder mit dem Besitz des bewässerten Landes untrennbar verbunden oder sie wird von der Interessentschaft der Stauweiher an den Meistbietenden verkauft. Letzteres System führt häufig

*) Annali di Agricoltura, Firenze Tipografia di G. Barbèra 1888.

zu Bedrückungen der in Zwangslage befindlichen Landwirthe, welche ohne Wasser ihre ganze Ernte dem Verderben preisgegeben sehen.

Man rechnet für 1 ha und die Sekunde 0,5 l für die eigentliche Bewässerung und ebensoviel für Verdunstung und Versickerung in den Kanälen während eines Jahres und vertheilt diese Menge auf 4—20 Einzelbewässerungen.

Uralte Gewohnheiten, gesetzliche Bestimmungen und Rechte über die Verwaltung der Bewässerungsanlagen, die Vertheilung des Wassers und Schlichtung der dabei vorkommenden Streitigkeiten sind kürzlich von der spanischen Regierung zusammengefasst und durch Vorschriften über die Bildung neuer Interessentschaften ergänzt worden. Eine solche muss gebildet werden, wenn die Zahl der Interessenten 20 übersteigt oder die zu bewässernde Fläche grösser ist als 200 ha.

Mehrere über einander liegende Interessentschaften an längern Wasserläufen vereinigen sich zu gemeinsamer Vertretung.

Die Geschäfte einer Interessentschaft liegen in der Hand eines Ausschusses, welcher nach Vorschrift der Statuten durch Abstimmung, entweder nach Kopfzahl oder nach Einheiten der in Betracht kommenden, zu bewässernden Flächen (ha) gewählt wird und seine Befugnisse auf begrenzte Zeit ehrenamtlich versieht.

Sie betreffen:

1. die Wahrung der Rechte und Interessen der Genossenschaft.

2. Sachgemässe Entscheidung über die Vertheilung des Wassers unter Berücksichtigung bestehender Rechte und Ortsgewohnheiten.

3. Ernennung der Beamten (welche dieselbe Verantwortlichkeit wie Staatsbeamte haben).

4. Führung der Bücher über Einnahmen und Ausgaben, welche die Generalversammlung genehmigt.

5. Vorbereitung der Betriebs-Vorschriften, der Statuten und ihrer Aenderungen u. s. w. für die Beschlussfassung der Hauptversammlung.

6. Festsetzung der Reihenfolge in der Bewässerung, und in Zeiten des Mangels, zweckentsprechendste Vertheilung des Wassers.

Ausser dem Ausschuss werden zur Entscheidung von Streitigkeiten innerhalb der Interessentschaft und zur Festsetzung von Geldstrafen für Ueberschreitungen der Statuten und Eingriffe in die Rechte der Mitinteressenten Schiedsgerichte gewählt.

In besonderen Fällen entscheiden die ordentlichen Gerichte.

Die Staumauern Spaniens sind bei weitem die ältesten gemauerten Bauten ihrer Art.

Sie haben uns den werthvollen Beweis geliefert, dass trotz ausserordentlicher Stauhöhen und verhältnissmässig grosser Pressungen, derartige Bauwerke, allseitig in den festen Fels eingelassen, Jahrhunderte überdauern können.

Inwieweit dazu der ausgezeichnet feste Felsuntergrund und die gute Beschaffenheit der Bruchsteine und des Mörtels, die gewölbeartige Grundrissform beitragen, ist nicht anzugeben. Die ausserordentlich rasch eintretende Verschlammung, welche sich nicht nur auf das Becken sondern auch auf die Poren des Felsens und des Mauerwerks erstreckt, mag daran Antheil nehmen. Vor allem aber dürfte die grosse Masse des Mauerwerks einen Einfluss auf die Haltbarkeit gehabt haben.

Dumas vergleicht den nach modernen Grundsätzen gestalteten Querschnitt der Furens-Sperre mit denen einiger spanischer Mauern in nachfolgender Zusammenstellung:

Name der Sperrmauer	Grösste Höhe der Sperrmauer	Grösste Pressung in kgr/qcm	Flächeninhalt des Querschnitts		Unterschied qm
			Thatsächlich qm	Nach dem französischen Typus qm	
Puentes	50	7,9	1519	1029	+ 490
Val de Infierno	35,7	6,5	1084	391	+ 693
Nijar	27,5	7,5	499	308	+ 191
Almanza	20,7	14,0	139	141	— 2
Elche	23,2	12,7	243	187	+ 51
Alicante	41,0	11,3	1100	566	+ 534

Danach ist als sicher anzunehmen, dass durch eine zweckmässige Vertheilung der Massen eine Ersparniss an Mauerwerk gegenüber den spanischen Sperrmauern erreicht werden kann. Indessen ist niemals zu vergessen, dass diese die Probe ihrer Dauerhaftigkeit bestanden haben, die modernen Profile aber nicht und dass die Sperrmauern im Laufe der Zeiten noch ganz andern Kräften zu widerstehen haben, als sie den Berechnungen zu Grunde liegen.

Das Bruchsteinmauerwerk der spanischen Sperrmauern ist häufig ganz oder zum Theil mit Werksteinen verblendet.

Die Spül- und Entnahmevorrichtungen sind beinahe überall die gleichen, seit Jahrhunderten bewährten.

Für die ersteren besteht der Verschluss in dem sogenannten spanischen Thor, dessen Einrichtung gelegentlich der Beschreibung der Sperrmauer von Alicante geschildert ist. Für die letzteren kommen im Innern eines wasserseitig der Mauer angebauten Schartenbrunnens Schützen zur Anwendung.

In beiden Fällen wird das Wasser unterhalb der Mauer oder durch die Mauer hindurch mittelst eines gemauerten Kanals geleitet.

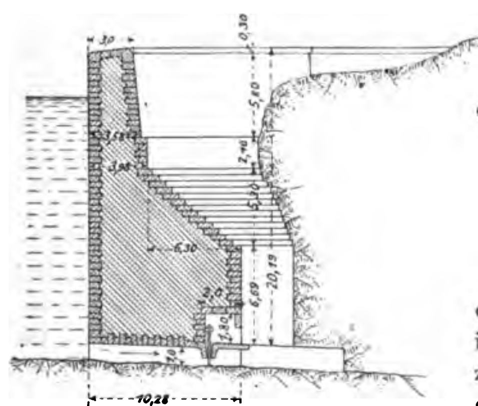


Abb. 1. Mauer von Almanza.
Schnitt durch die Entnahme 1 : 500.

1. Die Mauer von Almanza

(Abb. 1 u. 2).

Aus Urkunden geht hervor, dass dieser älteste Damm Spaniens schon im Jahre 1586 bestand. Wann er, und zwar von einer Bewässerungs - Interessentschaft angelegt wurde, steht nicht fest. Doch scheint der untere, nach einem Halbmesser von 26,24 m gekrümmte, abgetreppte Theil und die lange, darauf gesetzte Mauer, beinah rechteckigen Querschnitts, zwei verschiedenen Zeitabschnitten anzugehören.

Der Weiher von 1,4 Mill. cbm Inhalt (bei 18,69 m grösster Wassertiefe) dient als Ausgleichbehälter von 5 kleinen Bächen. Er ist im Verhältniss zu seinem Niederschlagsgebiet von 200 qkm zu klein.

Die Kalksteinschichten des Thales streichen unter etwa 45° zur Längsachse der Mauer und fallen thalwärts unter 25° ein.

Die Entnahme besteht in einem durch die tiefste Stelle der Mauer ge-

führten Kanal von 1 m Höhe und 1 m Breite, welcher luftseitig durch ein Metallschütz verschlossen ist.

Das Schütz wird von einer darüber gelegenen, im Mauerwerk ausgesparten Kammer aus, mittelst einer in fester Mutter beweglichen Schraube bethätigt.

Der Schartenbrunnen fehlt hier.

Ein zweiter Kanal in gleicher Höhe und geringem Abstand von dem Entnahmekanal, aber von 1,3 · 1,5 m Querschnitt dient als Spülkanal und wird mit der später zu beschreibenden spanischen Thür verschlossen gehalten.

Nachdem dieselbe 32 Jahre lang nicht benutzt war, hatten sich Sinkstoffe in 15 Meter Höhe abgelagert.

In die rechte Thalwand ist Ueberfall und Kaskade in den Felsen hineingearbeitet. Ersterer, 12 m breit und 2 m unter Krone tief, hat im Jahre 1885 nicht genügt, die Krone wurde überströmt.

Abb. 2. Mauer von Almanza. Grundriss 1 : 750.

2. Die Mauer von Alicante oder Tibi (Abb. 3—5).

Dieselbe staut den Rio Monegre 25 km oberhalb Alicante und 400 m über Meeresspiegel zu einem Becken von rd. 5 Mill cbm auf. Der Bau wurde in den Jahren 1579 — 89, wie man sagt, von dem Architekten Herreras (Erbauer des Escurial) für Rechnung der Genossenschaft des huerta d' Alicante ausgeführt.

Die Schichtung des Felsens ist nicht ganz gleichlaufend der Längsachse der Mauer, so dass letztere mit ihrem Widerlager rechts in dichtem Kalkstein, links in weniger festem, weissen Kalkstein ruht. Die Schichten fallen steil thalabwärts ein. Bei Annahme eines spec. Gewichts des Mauerwerks von 2,0 und vollem Becken betragen die Pressungen 11,28 kgr/qcm. Bei Annahme eines grösseren spec. Gewichts, des Mauerwerks = 2,2, des Wassers = 1,1 und einer Ueberströmung der Krone um 2,5 m, wie sie am 8. September 1792 stattfand, werden die Pressungen bedeutend höher sein, nämlich 16,1 kgr/qcm, während wasserseitig Zugspannungen entstehen.

Die Entnahme erfolgt mittelst eines Brunnens von 80 cm Durchmesser, welcher innerhalb der vollen Mauer so ausgespart ist, dass von der wasserseitigen Dossirung aus gerechnet noch 60 cm Mauerwerk stehen bleiben. Dieses ist in Ab-

ständen von 0,40 m durch je 2 Scharten von 0,11 m Breite und 0,22 m Höhe durchbrochen. So kann das über der Schlammschicht stehende Wasser jederzeit den anschliessenden, in den Felsen des linken Thalhanges eingearbeiteten Entnahmekanal von 0,6 · 1,7 m Querschnitt erreichen.

Der letztere war anfänglich gleichlaufend dem Spülkanal durch die Mauer geführt. Die Trennungswand gestattete aber Durchsickerungen. Er wurde zugemauert und ein neuer innerhalb der Mauer, gleichlaufend der Längsachse der Sperrmauer, dann im Fels, senkrecht zu derselben, gebrochen. (Abb. 4.)

Der Verschluss erfolgt durch ein Bronzeschütz von 0,44 · 0,66 m Querschnitt mit Vorgelege, zu dessen Bewegung 1 Mann genügt.

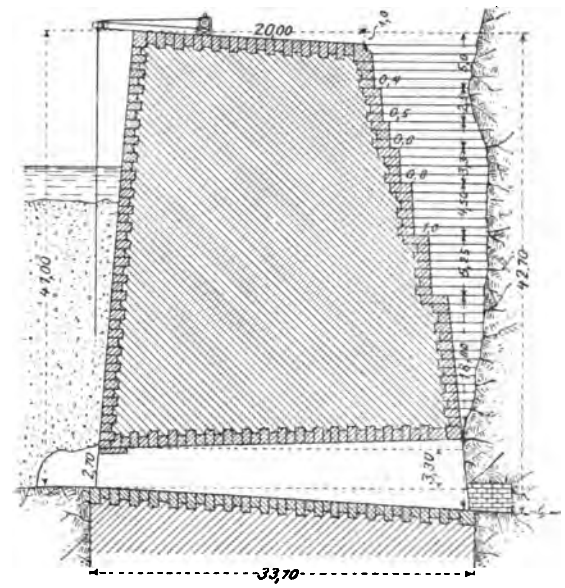


Abb. 3. Mauer von Alicante (Tibi).
Schnitt durch den Spülkanal. 1 : 666.

Der „Desarrenador“, der Spülkanal (Abb. 3) durchdringt auf Thalsohlenhöhe die Mauer. Sein Querschnitt, an der Wasserseite 1,8 m breit und 2,7 m hoch, erweitert sich nach der Luftseite trichterförmig bis auf 4 m Breite und 5,85 m Höhe, so dass eine Verstopfung ausgeschlossen ist. Das Mundstück

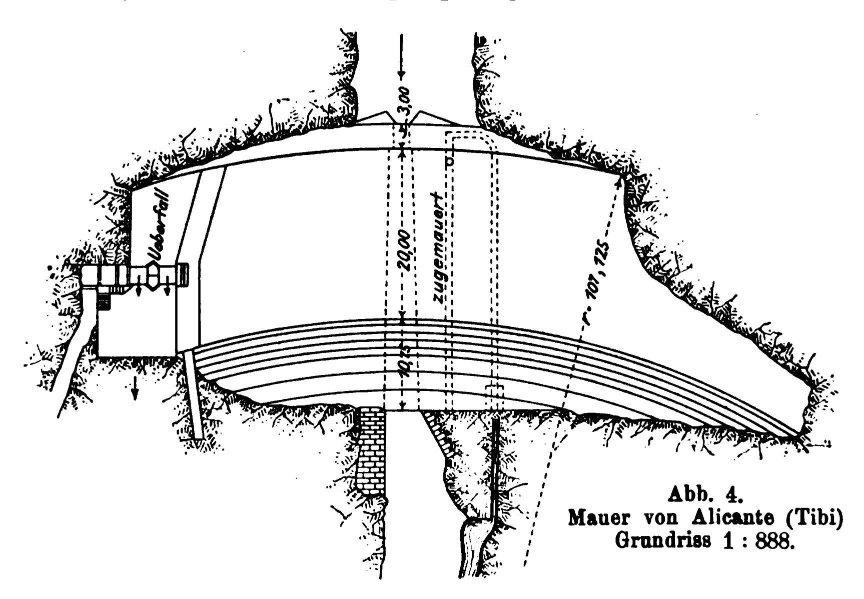


Abb. 4.
Mauer von Alicante (Tibi)
Grundriss 1 : 888.

ist deswegen so eng, damit die Verschlussdammbalken des „spanischen Thores“ (Abb. 5) eine geringe freitragende Länge erhalten. Die erste Reihe derselben von $^{30}/_{30}$ cm Querschnitt steht senkrecht und greift oben und unten in einen Steinfalz ein. Die Balken sind gespundet und werden einer nach dem andern

eingeschoben. Zu dem Behufe muss der letzte etwas kürzer sein und kann nur in einem der Falze anliegen. Die Fugen werden kalfatert.

Gegen das erste „Thor“ setzt sich das Gegenthor, bestehend aus wagrecht aufeinander liegenden Balken, welche sich in seitliche Falze des Kanals legen, weder gespundet noch gefalzt sind, noch auch bis an die Decke sich einlegen lassen.

Sie werden durch drei senkrechte, doppelt abgestrebte Ständer gestützt.

Nach Einbau des Thores lässt man das Becken sich füllen, die Sinkstoffe sich ablagern.

Die Spülung wird oft von einem Jahr zum andern hinausgeschoben, weil dabei alles aufgespeicherte Wasser und damit der Erntesegen, die Einnahme verloren geht. Freilich wird durch eine solche Verzögerung der nutzbare Beckeninhalt immer kleiner und die Spülung schwieriger.

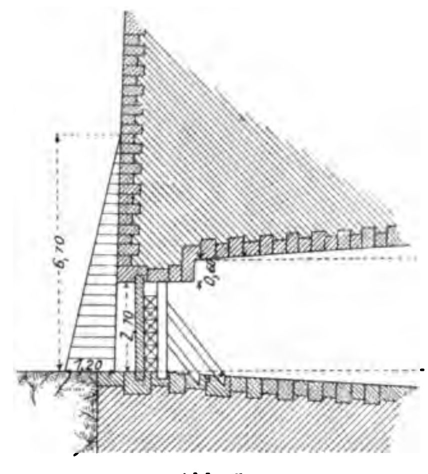


Abb. 5.
Mauer von Alicante (Tibi).
Spanisches Thor. 1 : 266.

Den Vorgang der Spülung schildern Zoppi und Torricelli nach der Beschreibung von Roviro, welcher sie leitete und eines Dammwärters, welcher dem Vater im Amte folgte und mehrere mit angesehen, folgendermassen:

Als Zeitpunkt wird der wasserreiche Frühling gewählt und es müssen 3—4 m Wasser über den Ablagerungen stehen.

Von der Dichtigkeit der letzteren hängt überhaupt die Möglichkeit ab, den letzten Verschluss, die senkrechten Balken zu entfernen.

Um sich von der Beschaffenheit der Ablagerungen zu überzeugen, wird ein Probeloch durch das Thor hindurchgebohrt, nachdem Streben und Gegenthor vorsichtig von der Luftseite aus entfernt sind.

Zeigt sich bei der Wegnahme der letzten Balken eine Bewegung in den Massen, so haben die Arbeiter Zeit zu flüchten, ehe das geschwächte Thor durch den Spülstrom hinweggefegt wird.

Gewöhnlich aber ist die Masse so zäh, dass sie nach Entfernung des Thores in senkrechter Wand steht, ja noch eine Art Höhlung in sie hineingearbeitet werden muss, ehe eine, von der Krone der Mauer mittelst Seil und Rolle auf und nieder bewegte, eiserne Stange (die letzt benutzte war 18 m lang und von 6 · 6 cm Querschnitt, wog also 500 kgr Abb. 3) dem Wasser den Weg bahnt.

Nun setzen sich die Massen durch den Kanal, ihn zuerst nicht ausfüllend, in Bewegung. Anfangs langsam, dann aber, sobald das Wasser freie Bahn gefunden, mit rasender Geschwindigkeit und donnerartigem Getöse. Eine tiefe Rinne arbeitet sich aus den Schlammmassen aus, in welche die Wände nachstürzen, spülen und bröckeln. Erst wenn sich das Gefälle dieser Rinne mehr bergwärts verlegt, sprudelt das Schlammwasser nicht mehr aus dem vollen Querschnitt des Spülkanals.

Die Spülung ist so gründlich, dass nur 2—300 Arbeitertagewerke dazu gehören, um an geschützten Stellen liegen gebliebene Ablagerungen in den Strom zu räumen.

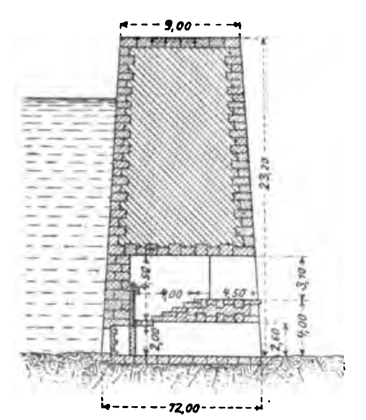


Abb. 6. Mauer von Elche. Schnitt durch den Spülkanal. 1 : 555.

Die Dichtigkeit der Ablagerungen erlaubt eine Spülung schon nach 4 Jahren, gewöhnlich werden es aber 10, 12 und noch mehr.

Die Kosten betragen dann etwa 8000 Mark für rd. 2 Mill. cbm Schlamm.

Die Entfernung des „spanischen Thores" scheint ein recht gefahrvolles Unternehmen und die Wirkung der Spülung selbst bei diesem so günstig gelegenen Becken nicht immer gleich erfolgreich gewesen zu sein. — Ein Ueberfall von 2 · 2,10 m Breite und 2,5 unter Kronenhöhe wurde nach einer 1697 eingetretenen Hochfluth, welche die Mauer arg beschädigte, eingerichtet, aber seit die Fluth vom 8. September 1792 die Krone um 2,5 m ohne Schaden überströmt hatte, ständig durch Dammbalken geschlossen gehalten.

3. Die Mauer von Elche (Abb. 6 u. Abb. 74 i. I. Th.)

Ebenfalls Ende des 16. Jahrhunderts erbaut, hat diese Mauer einen beinah rechteckigen Querschnitt und einen eigenthümlichen, aus drei Bogen bestehenden Grundriss, welcher sich zwei in dem Thale aufsteigenden, inselartigen Erhöhungen anschmiegt. Die Schichten des Felsens streichen senkrecht zur Längsrichtung der Mauer und fallen thalabwärts unter 50—60° ein. Sie bestehen abwechselnd aus Kalk und Sandsteinbänken.

Der Entnahmebrunnen von 90 cm Durchmesser ist ähnlich dem von Alicante. Der Spülkanal ist zweckmässiger Weise mit einem darüber liegenden Arbeitskanal versehen, von dem aus das spanische Thor entfernt werden kann. Das letztere weicht etwas von der beschriebenen gewöhnlichen Bauart ab: Es ist für die senkrechten Dammbalken nur wasserseitig ein Anschlag, kein Falz vorhanden. Sie finden gegen den Wasserdruck ihre Stütze in drei in die Seitenmauern eingelassenen wagrechten Riegeln. Soll gespült werden, so wird der mittlere Riegel durchschnitten und an der Schnittstelle abgestützt, darauf der untere und obere Riegel entfernt und schliesslich die Strebe vom Arbeitskanal aus mit einer Stange weggestossen.

Diese Thür war, nachdem 43 Jahre nicht gespült war, bei einer die Krone des Wehres um 1,8 m überströmenden Hochfluth am 5. August 1885 durchgebrochen. Das bis zum Rande verschlammte Becken wurde aber nur auf eine verhältnissmässig kleine Fläche durch den Spülstrom geräumt. Von de 7,5 Mill. cbm Schlamm Inhalt blieben $^2/_3$ unberührt. (Siehe Abb. 74 im I. Theil).

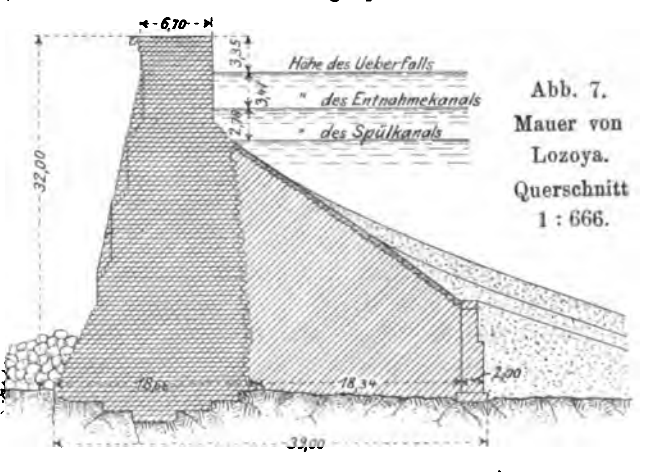


Abb. 7. Mauer von Lozoya. Querschnitt 1 : 666.

4. Die Mauern von Lozoya (Ponton della Oliva) und Villar (Abb. 7—11).

Die erstere Mauer (Abb. 7) im Jahre 1852 erbaut, staut den Fluss Lozoya so hoch auf, dass dessen Wasser in den Kanal Isabella II, welcher die Stadt Madrid versorgt, eintreten kann. Ein kleiner Vorrath wird ausserdem aufgespeichert.

Die Entnahme liegt nur 6,85 m der Spülkanal 9,0 m, die Ueberfallkrone (8,36 m breit), 3,06 m unter Mauerkrone. Die Nothwendigkeit stellte sich bald heraus, das Niedrigwasser in höherem Grade als bisher aus dem Stauraum zu ergänzen. Dem Bedürfniss ist durch den Bau der Mauer von Villar im oberen Lauf des Lozoya in den Jahren 1869—76 abgeholfen und ein Becken von 20 Mill cbm geschaffen. (Abb. 8—11).

Der Fluss ist an einer tief und steil in den Gneisfels eingeschnittenen Stelle des Bettes abgesperrt.

Die granitischen Bruch- und Verblendsteine und der Kalk wurden in der Umgebung, der Sand aus dem Flusse gewonnen. Der Cement kam von Zumaya.

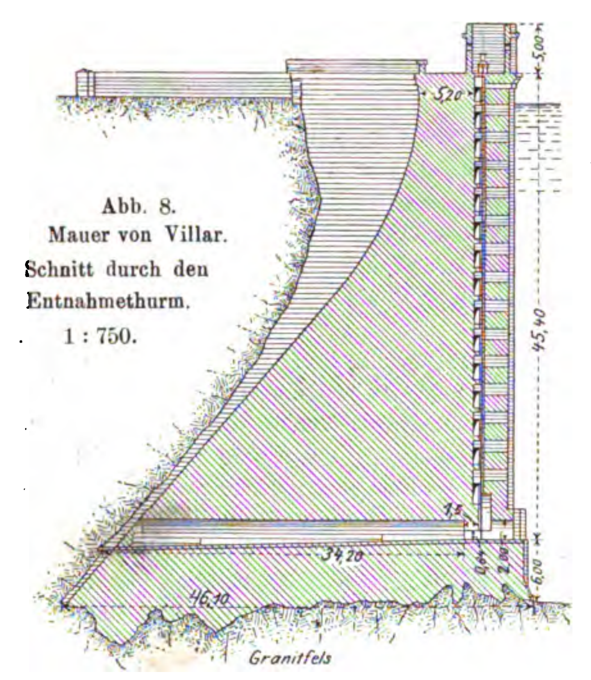


Abb. 8. Mauer von Villar. Schnitt durch den Entnahmethurm. 1 : 750.

Die Materialbeschaffung erfolgte im Wege der Vergebung an Unternehmer. Die Mauerarbeiten sind der bessern Ausführung wegen im Selbstbetrieb hergestellt.

An der Wasserseite ist der Mauer ein ovaler Thurm vorgelegt, welcher drei Brunnen, kreisförmigen Querschnitts nebeneinander enthält. Der mittlere dient als Treppe, die beiden seitlichen, welche durch Scharten mit dem Becken und durch Oeffnungen mit dem Treppenhaus in Verbindung stehn, als Entnahmeschächte. Soweit es der Stauspiegel im Becken gestattet, kann man von der Treppe aus die von der Mauerkrone herabführenden Schützgestänge von je 6 cm Durchmesser und deren Führungen beaufsichtigen.

Die schmiedeeisernen Schützen verschliessen zwei, durch die Mauer geführte Kanäle, welche sowohl zur Entnahme als zur Spülung benutzt werden.

Die Mündung jedes Kanals ist durch einen gusseisernen, in der Mitte getheilten Schützenrahmen in zwei Oeffnungen von je 0,6 . 0,9 m Lichtöffnung zerlegt. Trotzdem ist auf jedes Schütz ein Bewegungswiderstand von 8,5 t. bei gefülltem Becken zu rechnen.

Derselbe wird durch die Kraft eines hydraulischen Kolben's unmittelbar überwunden. (Abb. 11.)

Jedes der 4 Schützen hat seinen eigenen Cylinder von 50 cm Durchmesser und etwas grösserer Länge als die Hubhöhe des Schützes. Die Umsteuerung erfolgt durch einen Vierwegehahn.

In etwa 600 m Entfernung und in 60 m Höhe über der Staumauer steht

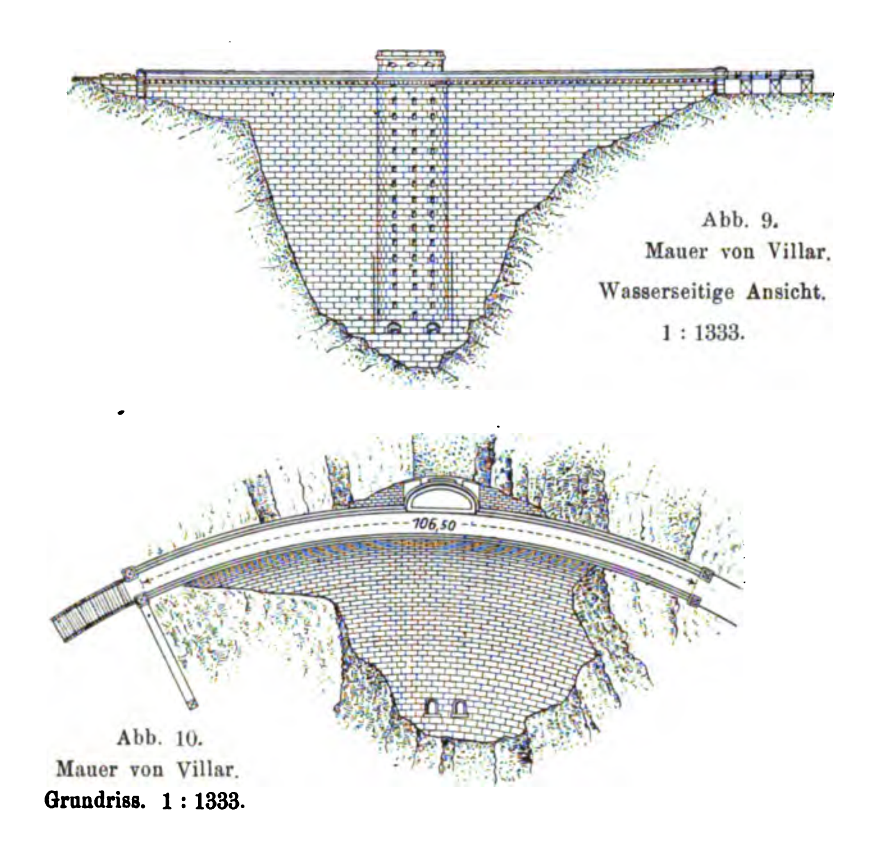


Abb. 9.
Mauer von Villar.
Wasserseitige Ansicht.
1 : 1333.

Abb. 10.
Mauer von Villar.
Grundriss. 1 : 1333.

eine kleine Quelle zur Verfügung, welche in geschlossener Leitung das Druckwasser liefert.

Die Zutrittsöffnungen des Cylinders haben nur etwas über 10 mm Durchmesser und so ist die Kolbengeschwindigkeit, ungeachtet der Kolbendruck rechnungsmässig 11610 kgr beträgt, nur etwa 2 mm Sekunde.

Der Kolbenhub ist durch eine Gegendrucköffnung selbstthätig begrenzt. Die Cylinder sind kräftig gelagert und verankert. (Abb. 11).

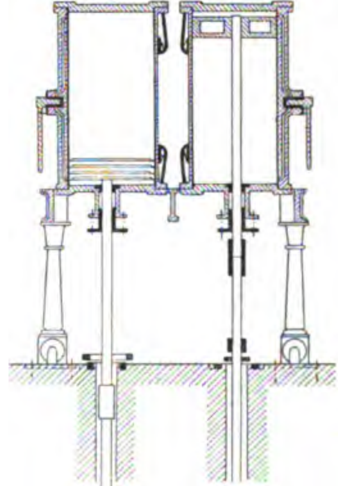


Abb. 11. Mauer von Villar.
Hydraulische Bewegungsvorrichtung für die Entnahmeschützen.
1 : 44.

Der Ueberlauf von 69 m Länge ist in das rechte Ufer eingeschnitten. Seine Krone liegt da, wo sie an die Sperrmauer stösst 2,5 m, am bergseitigen Ende 3,5 m unter Mauerkrone. Er kann bis 400 cbm/Sek. in die anschliessende Kaskade abführen.

Der cbm Mauerwerk (i. G. 25000 cbm) kostete wegen der vielen Werk- und Bosselsteine 40 Mk.

Die Gesammtkosten der Anlage beliefen sich auf 1352524 Mk.

II. Französische Thalsperren.

Bei dem Bau der älteren, französischen Staumauern lassen sich bestimmte Grundsätze in Bezug auf Querschnitt und Ausführungsweise nicht nachweisen.

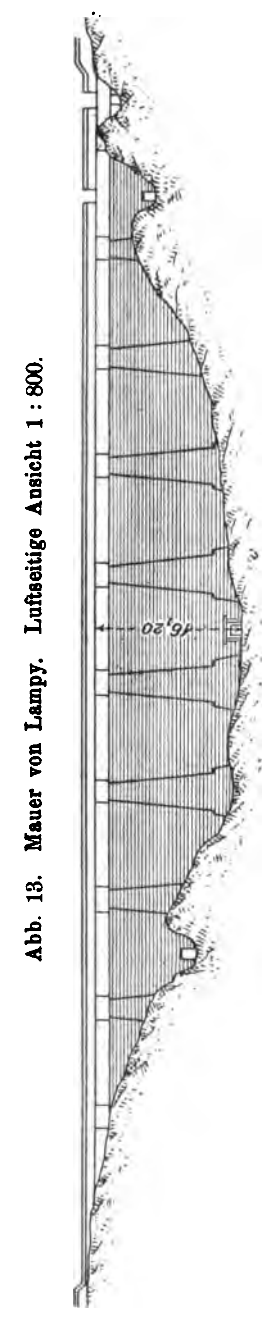


Abb. 13. Mauer von Lampy. Luftseitige Ansicht 1 : 800.

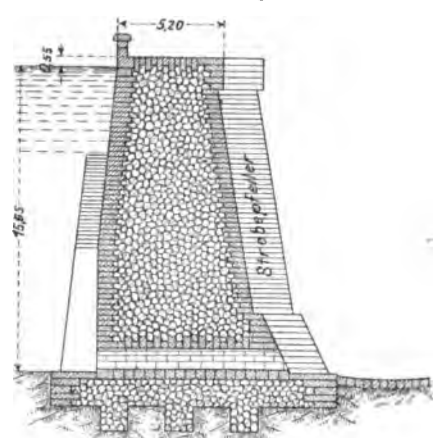


Abb. 12. Mauer von Lampy. Querschnitt 1 : 390.

Doch ist grade die Mannigfaltigkeit der Profile und die mit ihnen gemachte Erfahrung lehrreich.

1. Die Sperrmauer von Lampy (Abb. 12 u. 13).

Die Sperrmauer von Lampy ist das älteste der grossen Bauwerke dieser Art in Frankreich.

Sie ist in den Jahren 1777—80 erbaut, um die Speisung der Scheitelhaltung des canal du Midi und die Unzulänglichkeit des Stauweihers von Saint Ferréol (Damm aus Mauerwerk und Erde) zu ergänzen.

Die Mauer aus Granitbruchsteinen ist in einer Verengung des Lampythales auf dem Felsen gegründet.

Sie ruht auf einem breiten Sockel, welcher mit drei Herdmauern in den Untergrund eingreift. Ihre Basisbreite beträgt 42 m, ihre Kronenlänge 126 m. Der Grundriss ist gradlinig. Von vornherein wurde sie durch 10 Strebepfeiler verstärkt.

Das abgesperrte Becken hat beim höchsten Stau von 15,65 (0,55 m unter Krone) einen Inhalt von 1672000 cbm und eine Oberfläche von 0,23 qkm.

Die Entnahme besteht aus 4, an verschiedenen Stellen und in verschiedener Höhenlage durch die Mauer geführten Kanälen mit Schützenverschlüssen, welche theils von der Krone, theils von wasserseitig der Mauer vorgelegten Treppen aus bedient werden.

Das Mauerwerk liess zu wünschen übrig und es zeigten sich starke Durchsickerungen, auch bauchte die Mauer auf 100 m Länge um 3 cm aus.

Es ist schwerlich der zu wiederholten Malen wasserseitig eingestreute Kalk, welcher die Wasserverluste allmählich bis auf 0,142 l/Sek. herabdrückte

und nach General Andréossy die schneeweisse Sinterschicht auf der Luftseite der Mauer zur Folge hatte.

Diese an vielen andern Thalsperren ebenfalls beobachteten Erscheinungen dürften vielmehr auf den sich ausdehnenden bzw. ausgelaugten Mauerwerksmörtel zurückzuführen sein.

Eine günstige Wirkung auf die Dichtigkeit ist ferner einer nachträglich vorgenommenen Ausfugung der wasserseitigen Mauerfläche zugeschrieben worden, von welcher Bouvier berichtet.

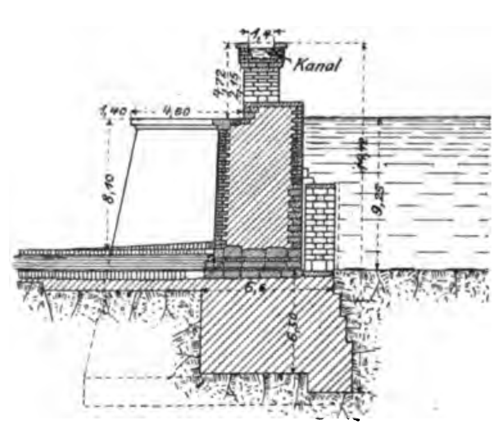


Abb. 14. Mauer von Tillot.
Querschnitt 1 : 500.

2. Die Staumauer von Tillot (Abb. 14 u. 15).

Die Mauer sperrt ein Becken von nur 520000 cbm Inhalt für den Kanal von Burgund ab.

Auch sie weist eine Verstärkung durch Strebepfeiler auf und ist hauptsächlich dadurch interessant, dass sie auf ihrer Krone den Zuleitungskanal, welcher das Wasser aus dem Becken von Chazilly nach der Scheitelhaltung des Kanals von Burgund führt, in Gestalt eines gemauerten Aquaduktes trägt. Der letztere bildet, abgesehen von drei schmalen Schlitzen, eine volle Mauer von 200 m Länge.

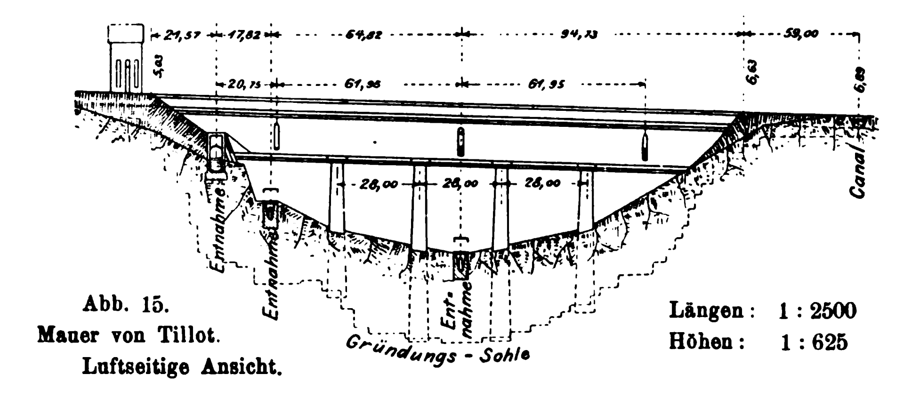


Abb. 15.
Mauer von Tillot.
Luftseitige Ansicht.

Längen : 1 : 2500
Höhen : 1 : 625

3. Die Staubecken von Vioreau, Glomel und Bosméléac.

Die drei Sammelweiher dienen je zur Speisung einer der drei Scheitelhaltungen des Kanals von Nantes nach Brest. Trotzdem die Mauern gleichzeitig in den Jahren 1833—42 erbaut sind, ist ihr Querschnitt gänzlich verschieden.

Das Abschlusswerk von Vioreau besteht aus zwei Mauern, deren Zwischenraum, jedenfalls in der Absicht die Durchsickerungen zu erschweren, mit Beton gefüllt ist. Dessungeachtet sind solche sehr reichlich aufgetreten und erst mit der Zeit verschwunden.

Die Mauer von Glomel, deren Querschnitt demjenigen der Sperre von Grosbois (siehe Abb. 97) gleicht, hat sich gut gehalten, ebenso die Mauer von Bosméléac, deren Querschnitt an Lampy erinnert. Alle drei Mauern haben geringe Höhe.

4. Die Mauer von Settons.

Die Mauer staut mit sehr geringen Kosten ein Becken von 22 Millionen cbm Inhalt zur Hebung der Niedrigwasser der Yonne zn Gunsten der Flösserei und Schifffahrt auf.

Das Becken hat bei 18,0 m Stau 4,0 qkm Oberfläche.

Die Mauer ist in der Krone gemessen 271 m lang, von zweckmässigem Querschnitt und hat sich gut gehalten. Sie hat drei Ausslässe, je auf der Thalsohle und in den Drittelspunkten der Stauhöhe. Jeder besteht aus 5 Kanälen von 0,7 m Breite und 1,0 m Höhe mit Schützenverschlüssen. Es können bis 10 cbm Wasser in der Sekunde abgegeben werden. Der Grunderwerb war billig, (646160 Mark) der cbm Beckeninhalt stellt sich daher nur auf 5 Pfg. Es wird auf eine 2 malige Füllung im Jahr gerechnet.

5. Die Staumauer der Furens (Abb. 16—18).

Die erste Mauer, welche nicht nur unter der Bedingung konstruirt ist, dass ihr Stabilitätsmoment grösser als das Wasserdruckmoment und Sicherheit

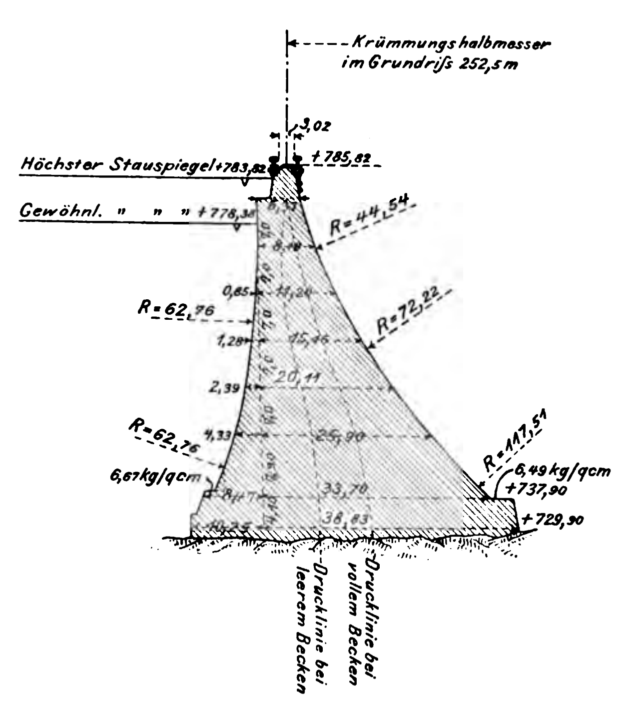


Abb. 16. Mauer der Furens. Querschnitt.

gegen Gleiten vorhanden, die klassische Mauer für die modernen Thalsperrenbauten, ist die Furens.

Die Erbauer derselben Mess. Graeff & Delocre haben zuerst der von M. de Sazilly aufgestellten Forderung, dass auch die vom Mauerwerk und dem Baugrund zu ertragenden Pressungen zu berücksichtigen seien, in der Praxis Rechnung getragen und als äusserste Grenze 6 kgr/qcm festgesetzt.

Der danach konstruirte Querschnitt hat bei leerem und gefülltem Becken annähernd gleiche Widerstandsfähigkeit. (Abb. 16).

Die Mauer wurde in den Jahren 1861—66 in der Absicht erbaut, aus dem aufgespeicherten Vorrath sowohl dem Flusse das Wasser zu ersetzen, welches

ihm durch die Fassung der oberhalb liegenden Quellen zu Gunsten der Wasserversorgung der Stadt St. Étienne entzogen war, als auch in Zeiten des Mangels einen Zuschuss zu dieser Wasserversorgung zu liefern.

Für beide Zwecke steht ein nutzbarer Stauraum von 1,2 Mill cbm bei 50 m Wassertiefe zur Verfügung. Der Stauspiegel kann aber ohne Schaden noch 5,5 m höher steigen und der Inhalt dieser Schicht bildet einen Schutzraum von 400000 cbm Inhalt zur Aufnahme der Hochfluthen.

Die Kronenlänge der Mauer beträgt nur 100 m, die Kronenbreite 3,02 m, die Sohlenbreite 42,17 m.

Der Krümmungshalbmesser des Grundrisses ist rd. 250 m. Der Querschnitt ist von Graden und Kreisbögen begrenzt. Die Furens ist, wie die benachbarten Becken des Pas du Riot, Ban und Ternay, in festen Granit und Gneis eingeschnitten. Die glatte Felsoberfläche des Baugrundes war mit einigen Verwerfungen und vielen Spalten durchsetzt.

Sie wurde aufgerauht und mit Cementmörtel überzogen, in welchen Steinstücke eingedrückt wurden.

Die Spalten und Risse, nicht nur in der Grundfläche des Bauwerks, sondern auch 20—25 m thalaufwärts wurden sorgfältig freigelegt und je nach

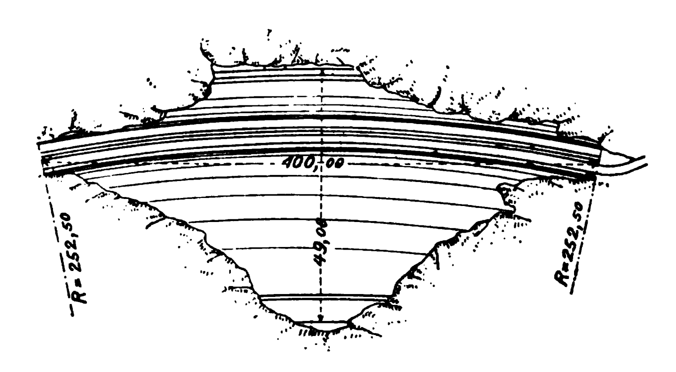


Abb. 17. Mauer der Furens. Grundriss.

ihrer Grösse mit Mauerwerk oder Cementmörtel gefüllt. Die ganze Fläche, sowie auch die Wasserseite der Mauer ist mit einer Cementschicht von 3 cm Stärke bekleidet und die wasserseitige Fuge zwischen Fels und Mauerfuss mit einem Wulst von Cement abgedichtet.

Diesen Massregeln ist es zu danken, dass die Verluste 2 l/Sek. bei 50 m Wasserdruck nicht übersteigen.

Die Aussenflächen der Mauer sind mit ausgesuchten Blöcken von 40 bis 55 cm Stärke verblendet. Luftseitig sind Kragsteine, wasserseitig eiserne Ringe eingemauert, um Reparaturgerüste aufstellen zu können. Der Mörtel bestand aus 375 kgr ausgesiebtem Kalk von Theil auf 1 cbm gewaschenen Granitsand. Er wurde in zwei Trommeln von einer 8pferdigen Maschine gemischt.

Am Einlauf der Furens in das Becken ist ein Schützenwehr mit 10 Oeffnungen erbaut. Die eine Hälfte derselben leitet das reine Wasser nach dem Becken, die andere Hälfte das durch heftige Niederschläge getrübte Wasser und den Ueberschuss in einen rechtsseitigen Randkanal, welcher mit 5,5 m Sohlenbreite und 3 m Tiefe in den Granit eingeschnitten ist. (Siehe Th. I Abb. 76.) Derselbe führt in ungefährer Höhe des höchten Stauspiegels mit 1,2 % Gefälle bis zu

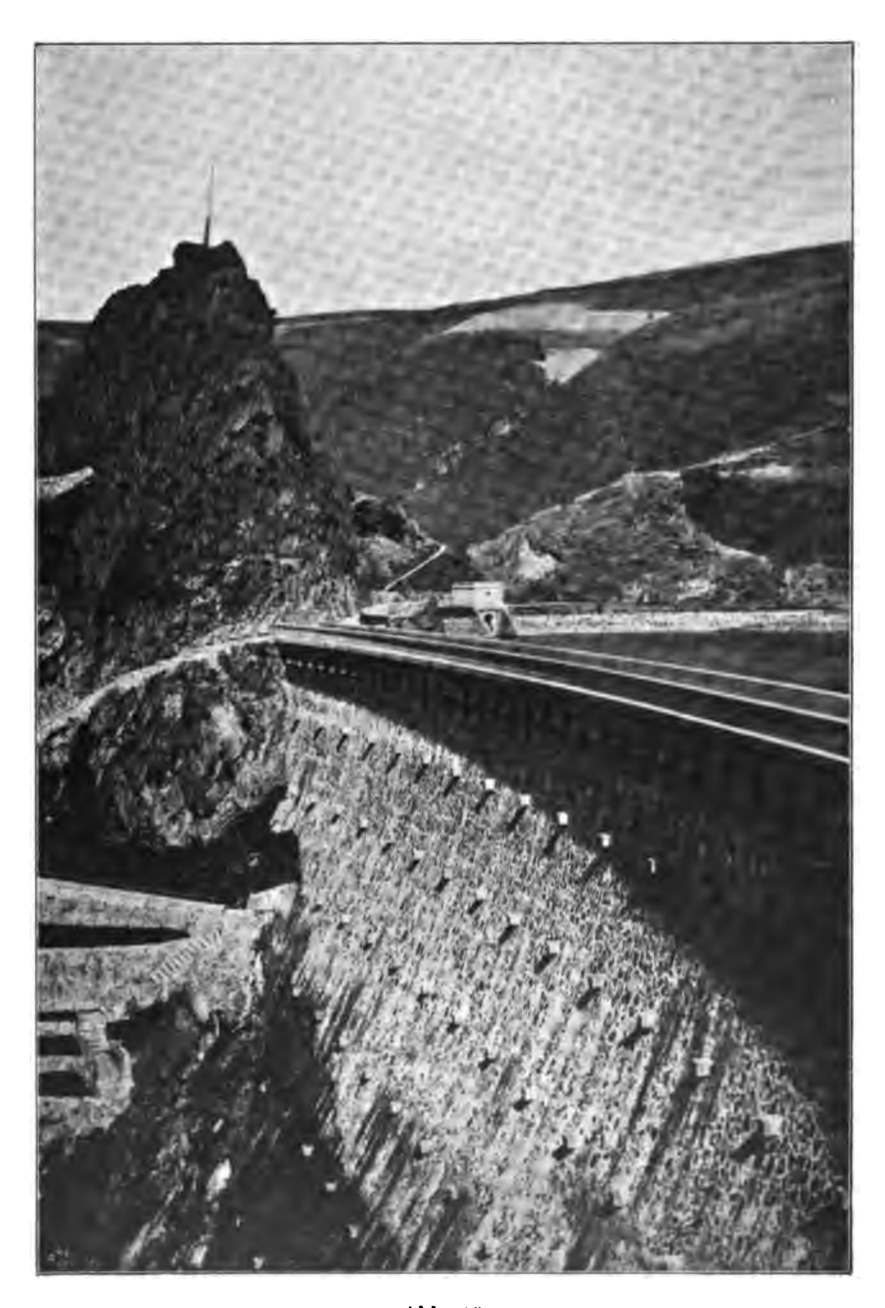


Abb. 18.

Barrage-réservoir du Furens au gouffre d'Enfer.

90 cbm/Sek. um das Becken und die Hauptmauer herum und ergiesst sich mittelst einer Kaskade in das alte Bett der Furens.

Unweit der Mauer nimmt er durch einen seitlichen Ueberfall von 20 m Länge das Beckenwasser auf, welches den höchsten Stauspiegel überschreiten will.

Bei dem verhältnissmässig grossen Niederschlagsgebiet von 25 qkm, einer durchschnittlichen Regenhöhe von 85 cm und einer Abflusshöhe von 65 % erachtete man diese Vorsichtsmassregeln für nöthig.

Der Entnahmestollen durchdringt nicht die Mauer, sondern in 185 m Länge mit einer Oeffnung von 2,0 m Höhe und 1,8 m Breite, 8 m über der Thalsohle, den rechtsseitigen Berghang bis zu einem Nebenthale.

In den Stollen sind 2 Entnahmerohre von je 0,40 m Durchmesser nebeneinander und ein drittes von 0,22 m Durchmesser unterhalb derselben verlegt und alle drei wasserseitig in einem Mauerwerkspfropfen von 11,0 m Länge eingedichtet.

Das tiefer liegende Rohr dient zur Freihaltung der Mündung der beiden oberen und führt unmittelbar in das Bett der Furens. Alle drei haben wasserseitig Schützenverschlüsse mit schräg liegendem Gestänge, luftseitig des Stollens doppelte Schieberverschlüsse. Die beiden oberen Rohre ergiessen in einen überwölbten Brunnen mit Wasserpolster und Ueberfällen, um das Wasser für den Fluss und die Triebwerke (etwa 300 l/Sek.) abzugeben und den Abfluss der Quellwasserleitung auf (etwa 150 l/Sek.) zu ergänzen.

Ein besonderer Stollen 7,5 m unter der Mauerkrone, oberhalb des Entnahmestollens, welcher durch ein eisernes Schütz verschlossen werden kann, dient zur Entleerung des Hochwasserschutzraumes in die Kaskade des Randkanals. Letzterer hat nach Fontaine viel an Nutzen verloren, weil eine fortwährende gründliche Erneuerung des Beckenwassers, zur Erhaltung seiner Eigenschaften alsTrinkwasser, sich als nothwendig herausstellte. Die Schlammbildung ist verschwindend.

Die Baukosten betrugen:

Für die Mauer	721 600	Mk.
„ Grunderwerb	145 600	„
„ Randkanal	280 000	„
„ Stollen	124 800	„
Zusammen	1 272 000	„

6. Die Staumauer von Ban oder Rive (Abb. 19).

Das Becken, welches durch den Auftstau des Ban, eines Nebenflusses des Gier, zu 45,9 m Höhe geschaffen wird, liefert der Stadt St. Chamond Trinkwasser, den Triebwerken am Gier Kraftwasser.

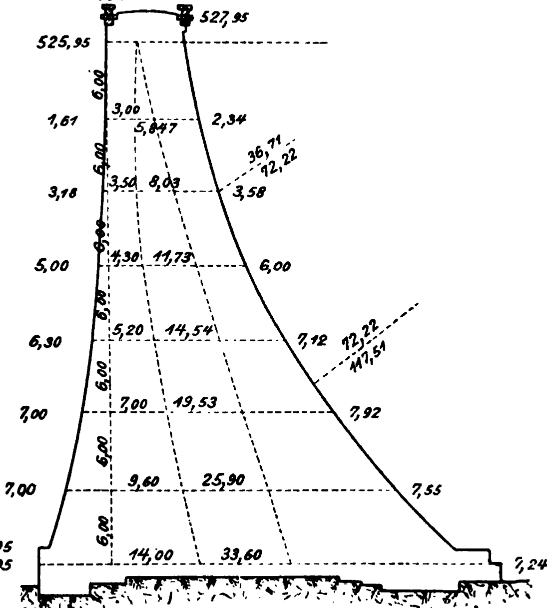


Abb. 19. Mauer von Ban. Querschnitt.

Die Mauer ist nach dem Vorbilde der Furens erbaut, die zulässige Inanspruchnahme jedoch auf 8 kgr/qcm erhöht.

Die beiden Entnahmerohre durchdringen in einem 60 m langen Tunnel die linke Thalwand 9,0 m über Beckensohle.

Das Trinkwasserentnahmerohr ist ins Beckeninnere hinein verlängert. Es liegt in einem Kanal, dessen Ueberwölbung durchlocht und mit einer 2,0 m starken Filterschicht überdeckt ist.

7. Die Staumauer des Pas du Riot.

Dieselbe ist zur bessern Ausnutzung des Niederschlagsgebietes und Vermehrung des unzulänglichen Vorraths etwa 2,5 km oberhalb der Furens Mauer, mit nur 33,5 m Stauhöhe (1,0 m unter Krone), nach denselben Grundsätzen, aber unter Annahme einer grösseren zulässigen Pressung von 7,5 kgr/qcm erbaut.

Auch hier findet die Entnahme mittelst eines 74 m langen Stollens in einem Seitenthale statt.

8. Die Staumauer von Ternay (Abb. 20).

Die Mauer, in den Jahren 1862—67 erbaut, staut den Ternay Bach, einen Hauptzufluss der Deûme, zu 35,5 m Höhe in einem Becken von 3 Mill. cbm Inhalt auf.

Die Kronenlänge ist 161 m. Der Krümmungshalbmesser 400 m.

Das Mauerwerk besteht aus Granit-Bruchsteinen und Mörtel von 400 kgr Kalk von Theil auf 1 cbm Sand. Die höchste Pressung war ursprünglich zu 7 kgr/qcm angenommen und die Berechnung nach denselben Grundsätzen durchgeführt wie die der Furensmauer.

Abweichend von der dortigen Bauweise ist der Entleerungsstollen in Folge örtlicher Verhältnisse schräg durch den Mauerkörper geführt. (Siehe Th. I Abb. 64.)

Er ist 2 m breit, 3,5 m hoch und besteht aus grossen Granitsteinen in Cementmörtel. Die beiden Entnahmerohre von 0,40 m Durchmesser sind wasserseitig in einem Mauerwerkspfropfen von 6,4 m Länge eingebettet. Innerhalb des Stollens sind sie durch zwei Schieber verschliessbar. Sie münden in ein längliches Becken mit kalibrirten Schützen, um den Abfluss su messen. Derselbe wird unmittelbar zur Bewässerung der am Fusse der Mauer liegenden Wiesen benutzt und dann in einem 2 km unterhalb liegenden, quer durch das Thal gezogenen Filtergang aufgefangen. Der Filterkanal ruht unmittelbar auf dem Felsen und ist mit einer 4,0 m dicken Schicht Granitsand bedeckt.

Aus dieser künstlichen Quelle erhält die Stadt Annonay 60 l/Sek. während der Ueberschuss dem Hauptfluss und den zahlreichen an demselben liegenden Papierfabriken und Weissgerbereien zu Gute kommt.

Zu Ende des Sommers, wo im Ardèchedépartement die Gewitterregen stattfinden, ist das Becken geleert und im Stande durch Aufnahme des Wassers des Ternay-Gebietes von 28 qkm Oberfläche den Deûmefluss bedeutend zu entlasten. Die zweifellose Verminderung der Hochwassergefahr hierdurch für die Stadt Annonay wird indessen überschätzt. Denn als im September 1890 das Ardèchedépartement durch Ueberschwemmungen heimgesucht wurde, sind die Deûmehochwasser unschädlich geblieben, weil ihr Niederschlagsgebiet verhältnismässig von den Gewitterregen verschont wurde.

Der Hochwasserschutzraum beträgt 1,3 Mill cbm und wird durch die Oeffnung eiserner Schützen hergestellt, deren Unterkanten 6,25 m unter höchstem Stauspiegel liegen.

Die zugehörigen Stollen durchdringen den Mauerkörper und schliessen

sich an die Kaskade des Ueberfalls an. Letzterer ist innerhalb des Beckens auf 60 m aus den Felsen des rechten Thalrandes ausgearbeitet und die auf der Sperrmauer-Krone liegende Fahrstrasse mittelst einer Brücke über die Abflussöffnung geführt.

Die Strasse umzieht das ganze Becken in 3 km Länge.

Ihre wasserseitige Böschung ist gepflastert, um jede Vegetation daselbst zu unterdrücken. Ein Graben verhindert das unmittelbare Einströmen des Regenwassers in das Becken und der Zwischenraum zwischen demselben und der Strasse ist ausserdem noch mit Cedern vom Libanon bepflanzt. Die Schluchten am Rande des Bekens sind mit Trockenmauerwerk ausgepackt, welches die Anschwemmungen so lange zurückhält, bis sie zu geeigneter Zeit entfernt werden können.

Zu gleichem Zwecke ist an der Einmündung des Baches eine 10,5 m hohe Abdämmung mit Schützenöffnungen für das Niedrigwasser vorgesehen.

Obwohl die wasserseitige Fläche der Staumauer mit Cementmörtel ausgefugt und dann abgeputzt ist, entstanden doch Sickerungen.

Die Luftseite bedeckte sich mit Kalksinterungen, die sich auch nach einer im Jahre 1887 vorgenommenen, theilweisen Reinigung wieder erneuerten.

Ferner haben sich 2, ungefähr symetrisch nach den Enden der Mauer zu gelegene Risse an der Luftseite gezeigt. Die Entstehungsursache derselben ist entweder in ungleichmässigen Sackungen oder in einer Zusammenziehung der Mauer zu suchen. Wasserseitig sind sie nicht wahrzunehmen. Die Sickerungen einschliesslich derjenigen durch die Risse verminderten sich im Laufe der Zeit auf etwa 1 l/Sek.

Wenn auch über die vorteilhafteste Verwendung des Vorrathes — den Betriebsplan — wegen der nicht voraus zu sehenden Dauer der Niederschlags- und Trockenheitsperioden, trotz der Jahre langen, in zeichnerischen Darstellungen veranschaulichten Erfahrungen, Klagen und Streitigkeiten entstanden sind, so war doch der Nutzen so gross, dass eine Erhöhung des Stauspiegels um 1,65 m von den Interessenten angestrebt wurde.

Abb. 20. Mauer von Ternay. Querschnitt.

Da die Brüstungsmauer 3,65 m über dem ursprünglichen Stauspiegel lag, würde eine Aufhöhung des 60 m langen Ueberfalls um 1,65 m genügt haben, um 400000 cbm mehr aufzuspeichern.

Die Untersuchung, welche M. Bouvier bei dieser Gelegenheit, unter Zugrundelegung seiner neuen Rechnungsweise und eines Raum-Gewichts des Mauerwerks von 2,36 anstellte, ergaben schon bei Annahme des alten Stauspiegels, dass die grössesten Pressungen nicht 7 kgr/qcm, wie nach der Delocre'schen Methode ermittelt, sondern 9,27 kgr/qcm erreichten.

Die geringe Erhöhung von 1,65 m vermehrte die Pressungen weniger an der Basis, als in mittlerer Höhe der Mauer (von 8,85 auf 13,19 kgr/qcm) ausserordentlich, auch verliess die Drucklinie das mittlere Drittel des Querschnitts.

Man erkennt hieraus die Nothwendigkeit, eine Ueberschreitung des vorgeschriebenen Stauspiegels zu verhindern.

Für die Staumauer von Ternay konnte nur eine Erhöhung um 1,0 m gestattet werden.

9. Die Staumauer von Pont (Abb. 21 u. 22).

Die Mauer, in den Jahren 1878—81 erbaut, staut den Armançon zu einem Becken von 3,5 Mill cbm auf. Der Vorrath dient sowohl zur Speisung des Flusses, wegen der an ihm gelegenen Triebwerke, als auch des Kanals von Burgund und der Trinkwasserversorgung von Semur. Der Grundablass, bestehend aus fünf die Mauer durchdringenden, gusseisernen Rohren, muss zur Verhinderung der Verschlammung ständig geöffnet sein. Indess ist die Wassermenge des Flusses im Stande den Beckeninhalt jährlich 16—18 Mal zu erneuern. Die Trinkwasserentnahme erfolgt mittelst 9 kleiner Kanäle von quadratischem Querschnitt und 0,7 m Seite, anschliessend an einen Thurm am linken Ende der Mauer. Die Verschlüsse bestehen aus Schützen, welche von besondern Plattformen aus bethätigt werden.

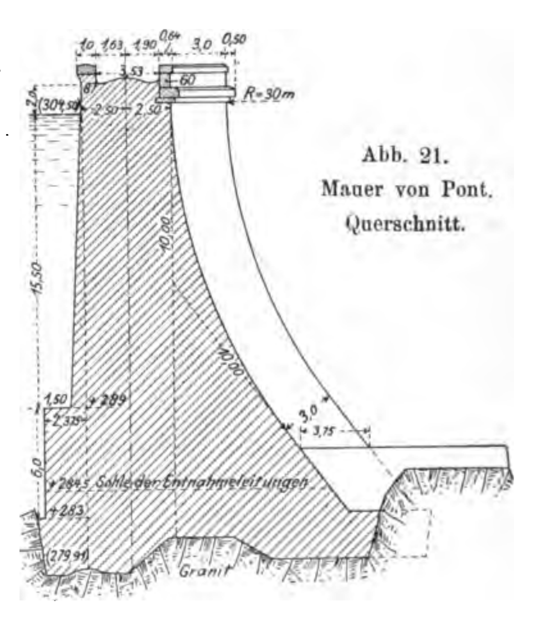


Abb. 21. Mauer von Pont. Querschnitt.

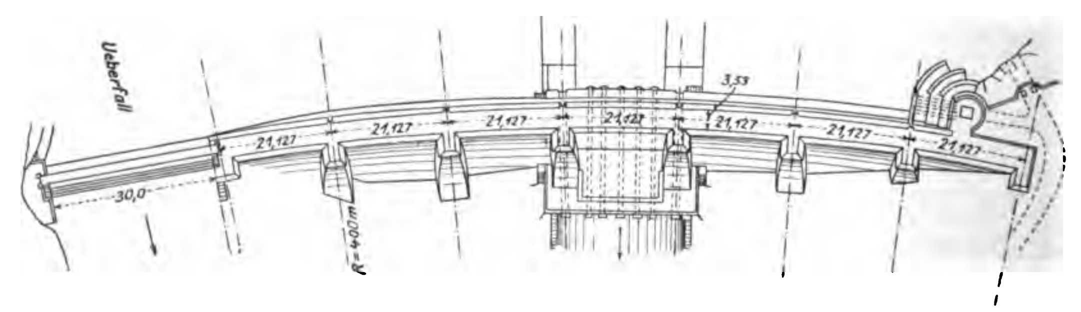


Abb. 22. Mauer von Pont. Grundriss.

Die Mauer ist im Grundriss nach 400 m Halbmesser gekrümmt. Die Stauhöhe ist rd. 20 m, die grösste Mauer-Höhe 30,4 m. 8 Pfeiler, von derselben Profilbegrenzung wie die Mauer, springen luftseitig 3,0 m vor. Der Ueberfall ist 30 m breit und 2,0 m tief in das rechte Ufer eingeschnitten.

Das linke Ufer erwies sich als klüftig und musste durch eine Futtermauer gesichert werden. Die anfänglichen Durchsickerungen durch die Mauer hörten bald auf. Die tieferen Schichten des Wassers sollen Schwefelwasserstoff entwickeln.

Trotzdem die Bruchsteine 25 km weit herangeschafft wurden, kostete der cbm Beckeninhalt nur 25 Pfg.

10. Die Staumauer der Mouche (Abb. 23—26).

Die Speisung der 14 km langen Strecke des Marne-Saône-Kanals soll durch 4 grosse Stauweiher gesichert werden nämlich:

1) La Liez	16,1	Mill.	cbm	Inhalt	34	qkm	Niederschlagsgebiet
2) La Mouche	8,65	„	„	„	65	„	„
4) Charmes	11,62	„	„	„	51	„	„
4) La Vingeanne	8,34	„	„	„	86,5	„	„

Der erste Weiher wird durch einen Erddamm gebildet, 3 und 4 sind noch nicht ausgeführt, die Mouche wurde in den Jahren 1885—90 abgesperrt.

Die Mouche ist ein bedeutender, linksseitiger Nebenfluss der Marne.

Die mittlere jährliche Regenhöhe seines Niederschlagsgebietes wurde zu 83 cm, die Abflusshöhe des ausnutzbaren Wassers zu 44,5% derselben angenommen. Diesen Annahmen entsprachen die späteren Beobachtungen, über welche aufs genaueste Buch geführt wurde.

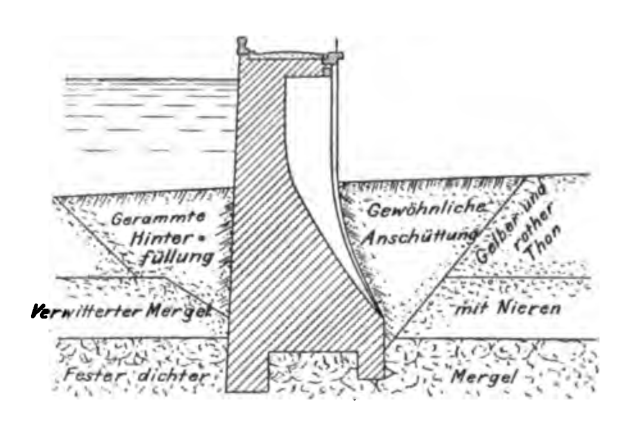


Abb. 23.
Staumauer der Mouche. Eingriff in den Felsen.

Das Mouche-Thal ist in die durchlässigen Kalke des unteren Oolith und noch ein Stück in den braunen, undurchlässigen Mergel der Lias eingeschnitten. An den Thalhängen traten daher in Höhe der Trennungsfläche zahlreiche Quellen zu Tage.

Der feste, zur Gründung geeignete Felsmergel im Thale ist, theils von dünnen, blättrigen, theils von ungeschichteten, schlammigen Mergeln und diese wieder von Alluvionen, bestehend aus Sand, Kies und Thon überlagert. Seine Oberfläche steigt namentlich am rechten Ufer sehr flach und nicht so schnell an wie die Thaloberfläche, so dass man dört bis zu 20 m Tiefe, am linken Ufer bis zu 11,5 m Tiefe ausheben musste, während die Mitte der Baugrubensohle nur 6,5—7,0 m unter der Thalsohle lag.

Trotz dieser ungünstigen Verhältnisse wurde, einerseits wegen des gänzlichen Mangels geeigneter Dammerde, andererseits, weil die Stauhöhe von 22,55 m

über der Sohle des Grundablasses (= Höhe des Flussbettes) nicht unbedeutend erschien und ein ergiebiger Steinbruch mit einem Schmalspurgleis von 3,6 km Länge erreicht werden konnte, ein gemauertes Abschlusswerk ausgeführt.

Das Fundament der Mauer ist etwa 1,0 m tief in den Liasmergel eingelassen. Ausserdem greifen aber noch drei Grundschwellen von quadratischem Querschnitt bis in grössere Tiefen. Die wasserseitige hat 3,0 m Stärke, die luftseitigen je 2,0 m. Die mittlere erstreckt sich nicht auf die ganze Länge der Mauer von 410 m, sondern nur auf 283 m des tiefsten Theiles. Sie ist in den Profilen, deren Sohlenbreite 12,5 m nicht übersteigt, weggelassen.

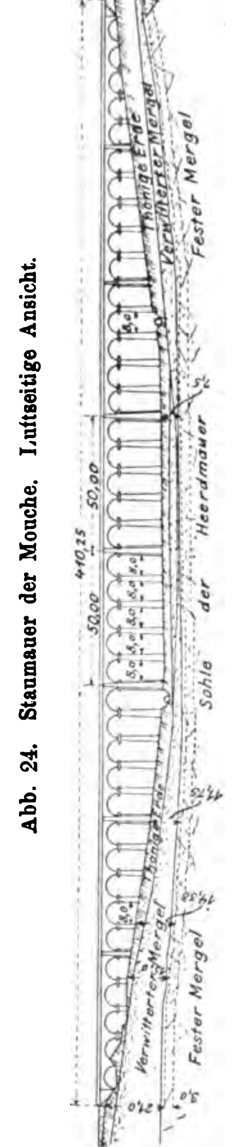


Abb. 24. Staumauer der Mouche. Luftseitige Ansicht.

Die Baugrube wurde mit Böschungen 3 : 1 ausgehoben, die Schlitze für die Grundschwellen mit senkrechten Wänden.

Da der Mergel in Berührung mit der Luft rasch verwitterte, legte man Werth darauf, luftseitig, sofort nach der Ausschachtung, mit der Ausmauerung des betreffenden Theilstücks zu beginnen und dieselbe bis zur wasserseitigen Grundschwelle vorzutreiben. Der Schlitz für diese wurde 3,5 m breit angelegt, so dass das Grundwasser beiderseits in 25 cm breiten Rinnen dem Pumpensumpf zuströmen konnte. Die Rinnen wurden nachträglich mit Beton ausgestampft.

Die auftretenden Quellen sind in Schächte gefasst, hoch genommen und, nachdem das umgebende Mauerwerk die Ausspiegelungshöhe erreicht hatte, mit Cementbeton vergossen worden.

Als sich die in der Mitte begonnene Mauer den beiden Thalhängen näherte, traten hierselbst Rutschungen der Baugrubenwände ein.

Am rechten Hang half man sich damit, dass man beiderseitig in 50 cm Abstand von der zukünftigen, äussersten Profilbegrenzung der Mauer je eine Pfahlreihe schlug und eine weitere längs der Mitte der Baugrube, um die Abspreitzungen der beiden äussern zu unterstützen.

In die Zwischenräume der äusseren Pfahlreihen wurden Spundwände gerammt und dann der Aushub in der Längsrichtung der Mauer unter allmählicher Entfernung der Spreitzen und der Mittelpfähle, dicht gefolgt von der Mauerung, vorgenommen. Die äusseren, bis auf den festen Mergel eingetriebenen Pfähle wurden späterhin ausgezogen und die Löcher mit Cementmörtel vergossen.

Die linksseitige Rutschung bedrohte das in unmittelbarer Nähe befindliche Dorf St. Cierques.

In möglichster Eile gründete man Strebepfeiler von 1,0 m Dicke in Abständen von je 2,0 m und in 1,5 m Tiefe unterhalb der Rutschfläche. Sie wurden in Bruchsteinen und Kalkmörtel mit Cementzusatz ausgeführt und die Lücken später ausgefüllt. Der Grundriss der Stützmauer bildete einen Kreissektor.

Weiterhin führte man unter Anwendung von Zimmerung den Aushub

und diejenigen benachbarten Theil der Sperrmauer aus, gegen welche sich der Stützsektor legen konnte. Das Verfahren war erfolgreich. —

Das hochgehende Mauerwerk wurde in Schichten von 0,8—1,0 m Höhe, unter Vermeidung wagrechter Fugen und Anwendung senkrechter Binder hergestellt, wobei die Luftseite stets etwas vorauseilte. Der Mörtel bestand aus 390 kg Kalk von Châteauvillain auf 1 cbm aus Steinbruchabfällen gequetschten Sandes.

Er wurde am Endpunkt des Steinbruchgleises auf der rechten Dammseite in Broyeuren gemischt und auf dem fertigen Mauerwerk auf Gleisen mit Steinunterlagen verfahren. Die Bruchsteine wurden auf den Gleisen eines wasserseitig geschlagenen Gerüstes, beide Materialien durch Seile ohne Ende befördert.

Die rauhe Wasserseite der Mauer ist durch einen 3 maligen Theeranstrich gedichtet, welcher mit Kalk geweisst ist, um ihn vor der Einwirkung der Wärme zu schützen. Auf der Luftseite ist der Mauer ein sogenannter Halbviadukt vorgelegt, welcher der Mauer ein eigenartiges Aussehen giebt und keinen andern Zweck hat, alz die Ueberführung eines 7,6 m breiten Wegs zu ermöglichen.

Die 40 Gewölbeöffnungen von je 8,0 m lichter Weite sind durch Gruppenpfeiler, welche vor den übrigen etwas hervortreten, in Abtheilungen von je fünf Bögen zerlegt.

Ueber den Zwickeln der Bögen sind Entlastungsgewölbe geschlagen, deren Erzeugende der Strasse gleich läuft. Letztere ist über der Betonabgleichung als Chaussee hergestellt.

Die Entnahmevorrichtung besteht in 2, der Mauer wasserseitig vorgelegten Thürmen im Horizontalschnitt durch ein halbes Zehneck begrenzt und nach einen Halbkreis von 1,15 m Halbmesser ausgehöhlt. (Abb. 26.)

Die Schützöffnungen sind in senkrechten Abständen von 4,5 m auf die drei wasserseitigen Flächen des Zehnecks vertheilt, wodurch die Bethätigung der Gestänge und Winden für die schmiedeeisernen Schützenverschlüsse von der Mauerkrone aus erleichtert wird. Zum Ablass dient stets das dem jeweiligen Wasserspiegel zunächst gelegene, unter geringstem Druck stehende Schütz. Von der Sohle des Brunnens aus wird das Wasser mittelst eines Stollens durch die Mauer geführt, dessen wasserseitige Mündung auf 3,0 m Länge in zwei kleine Oeffnungen zerlegt ist. Auf diese Weise wird der Wasserdruck auf die Ver-

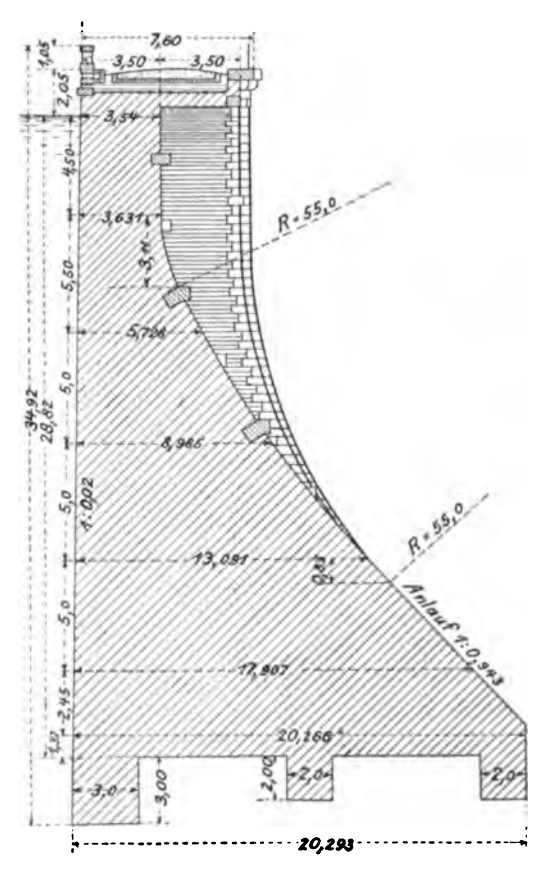


Abb. 25. Staumauer der Mouche.
Querschnitt.

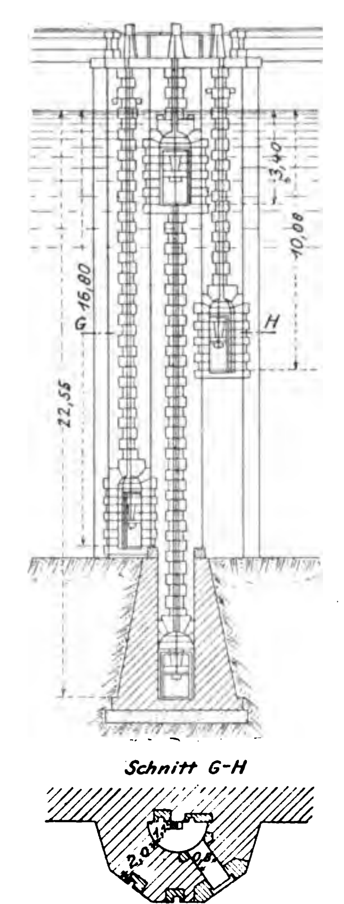


Abb. 26.
Staumauer der Mouche.
Ansicht des Entnahmethurms.

schlussschützen derselben, welche ebenfalls von der Mauerkrone aus bedient werden, in mässigen Grenzen gehalten.

Uebrigens hat man es durch die doppelte Verschlussvorichtung in der Hand, den Wasserspiegel im Brunnen auf beliebiger Höhe zu erhalten.

Die Anordnung der Gestänge ist ähnlich wie die der Alfeldmauer. (Siehe dort Abb. 33).

Der Ueberfall schliesst sich thalaufwärts gerichtet, rechtwinklig an das rechte Ende der Staumauer auf 30 m Länge an. Es sind in denselben drei Schützen von 1,25 m Tiefe und Breite eingebaut.

Der Abflusskanal ist in 8,0 m Breite durch das Sperrmauerende und in einzelnen Haltungen kaskadenförmig in das Thal geführt. Die Sohle jeder Haltung besitzt ein Gegengefälle von 5% und verbreitert sich in der Fliessrichtung von 1,65 m auf 5,0 m, um eine Zunahme der Geschwindigkeit zu verhindern.

Die Berechnung der Staumauer ist nach den neueren Methoden vorgenommen. Zu dem Zwecke ist das Mauerwerksgewicht durch unmittelbare Wägung eines Probeklotzes von 4 cbm Inhalt auf einer Brückenwaage zu 2150 kgr/cbm ermittelt.*)

Während 25 Beobachtungstagen war das geringste Gewicht 2147 kgr/cbm, das höchste, nach einem Gewitter, 2161 kgr/cbm.

Das Gewicht des Halbviaduktes wurde als gleichmässig über die Mauerlänge vertheilt angenommen.

Dies ist streng genommen nur für die Mauertheile unterhalb des aus dem Profile springenden Viadukts richtig. Indessen wird das Profil an der Stelle der grössten Last durch die Pfeiler verstärkt und im Scheitel des Verbindungs-Bogens ist die Annahme ungünstig. Die Pressungen sind nicht höher als zu 6,26 kgr/qcm (voll) bzw. 6,36 kgr/qcm (leer) zugelassen, weil man dem Liasmergel des Fundamentes nicht recht traute. Dennoch entstehen rechnungsmässig bei leerem Becken luftseitig geringe Zugspannungen, was als unbedenklich erachtet wurde, da eine vollständige Leerung, selbst während des Baues, nicht zu befürchten war. Das Mauerwerk befindet sich zum grössten Theil (56%) unterhalb der Erdoberfläche, trotzdem man das eigentliche Profil nur bis auf 10 m Tiefe unter dieselbe führte und die luftseitige Begrenzung von dort ab durch eine Dossirung von 7,5% ersetzte. (Abb. 23.)

Diese Ersparniss an Mauerwerk hat man sich, bei der grossen Tiefe, der Einspannung und der Unwahrscheinlichkeit einer Unterspülung, gestatten zu dürfen geglaubt.

Während des Winters 1890—91, wo die Temperatur auf 10° bis 20° Celsius

*) Auf 1 cbm Mauerwerk kamen im Durchschnitt 0,42 cbm Mörtel zur Verwendung.

unter 0 herabsank und der Stau 5,20 m unter Mauerkrone gehalten wurde, zeigten sich in der Sperrmauer, in der Mitte zwischen je zwei Gruppenpfeilern des Halbviaduktes mit Ausnahme des Endfeldes, Risse (im Ganzen sieben). Dieselben verschwanden in 11,25 m Tiefe unter Krone.

In letzterer gemessen betrug ihre Oeffnung je $^1/_4$—2 mm, im Ganzen $7^1/_4$ mm.

Bei steigender Temperatur schlossen sich vier der Risse gänzlich, die andern verengten sich wesentlich.

Auch im Grundriss bewegte sich die Mauer mit einem grössten Ausschlag von 25 mm, in der Weise, dass sich zwei Wendepunkte bildeten.

Das in der Mitte angebrachte Zeichen verschob sich thalaufwärts, die in den Viertelspunkten angebrachten thalabwärts.

Diese Form behielt der Damm, je nach der Temperatur, in grösserem oder geringerem Masse bei.

Hätte man der Mauer im Grundriss die Form eines Kreisbogens mit 25 m Pfeil gegeben, so wäre der Ausbauchung die Richtung vorgeschrieben und die Risse vermieden worden. Die Mehrlänge hätte nur 4,05 m, also $^1/_{101}$ der thatsächlichen betragen, während der Inhalt des Beckens nur um 112000 cbm = $^1/_{77}$ abgenommen hätte.

Dies ist der einzige Vorwurf, welchen man gegen den im Uebrigen mustergültigen Bau auf dem V. internationalen Schifffahrtskongress 1892 erhob.

11. Die Staumauer von Frahier.

Diese Anlage ist zur Speisung der Scheitelhaltung des Kanals von Mont Béliard nach der Haute Saône bestimmt, welcher eine Verbindung der Nordsee und des Mittelmeeres auf französischem Gebiete herstellt.

Das Becken musste zu diesem Zwecke etwa 5 km von der Station Ronchamp der Eisenbahn Vesoul-Belfort, in der Nähe des Dorfes Frahier, an einer Stelle geschaffen werden, wo weder Wasser noch Baumaterialien zu finden waren. Der Stauspiegel liegt 411,85 m über dem Meeresspiegel, die Stauhöhe ist 33,74 m. Das Wasser wird mit Hülfe eines Stollens von 3,53 km Länge aus dem Bache Rahin, thalabwärts von Blanches les mines entnommen.

Die Verblendsteine (Grauer Sandstein) und die Bruchsteine (Kalksteine), sowie der Sand von Ronchamp und der Kalk von Theil mussten auf grosse Entfernung unter einer Gleisentwicklung von 31 km Gesammtlänge herangeschafft werden.

Der Preis für das Verblendmauerwerk belief sich auf 10,08 Mk/qm, für das Bruchsteinmauerwerk auf 16,16 Mk./cbm. Für den cbm nutzbaren Beckeninhalt (13 Mill cbm) wurden 22,72 Pfennige Kosten an Mauerwerk aufgewendet.

Der Bau wurde im Jahre 1885 begonnen und war, als ihn Crugnola 1889 besichtigte, bis zu 17 m über der Thalsohle gediehen. In Folge der geringen Bauraten stand damals seine Vollendung erst im Jahre 1897 in Aussicht.

Der Fels bestand aus drei verschiedenen Schichten der Rothsandsteinformation. Er zeigte sich beim Ausbruch hart, zerfiel aber bei der Berührung mit der Luft allmählich zu Pulver. Um gesunde Lagen zu erreichen, musste man zu bedeutend grösseren Tiefen herabgehen, als ursprünglich vorgesehen. Durch Probeschächte wurde festgestellt, dass der Fels noch in 10 m Tiefe unterhalb der Gründungsfläche gesund war.

Die Sperrmauer besteht aus zwei Theilen, welche sich gegen eine Insel im Thale lehnen. Der kleinere Theil ist mit 300, der grössere mit 500 m Halbmesser gekrümmt, zusammen haben sie 800 m Kronenlänge.

Die grösste Sohlenbreite beträgt 31,7 m. Die Entnahme erfolgt hauptsächlich durch einen Stollen, mit einem wasserseitig der Mauer vorgelegten Brunnen. Der Oeffnung des Brunnens nach dem Becken entsprechen zwei, durch eine Trennungsmauer in der Mündung des Stollens geschaffene Oeffnungen. Alle drei sind auf derselben Höhe, 14,85 m unter Stauspiegel, mit Schützen verschlossen. Die darunter liegende Wassermenge beläuft sich nur auf 178000 cbm.

Trotzdem ist neben dem ersten Brunnen ein zweiter bis 29,55 m unter den Stauspiegel und in den Felsen der Gründungssohle hineingeführt. An diesen schliesst sich beiderseits ein vollständig im Felsen liegender, ausgemauerter Stollen. Der Stollen ist wasserseitig durch einen Mauerwerkspfropfen geschlossen, in welchen eine Rohrleitung eingedichtet ist. In die Rohrleitung ist ein Schieber eingebaut, welcher von der Mauerkrone aus mittelst eines Gestänges bethätigt werden kann.

Zum Ueberfluss ist dann noch im tiefsten Punkte der Thalsohle ein dritter Stollen mit einfachem Schützenverschluss, ohne Brunnen, als Grundablass durch die Mauer geführt.

Der Ueberlauf befindet sich am südlichen Mauerende in Breite von 12,0 m. Die Unterbrechung der Mauerkrone ist mit Hülfe eiserner Träger überbrückt.

12. Die Staumauer von Chartrain (Abb. 27).

Das Bauwerk ist in den Jahren 1888—92 zur Absperrung des Tâchebaches für die Stadt Roanne (Loire) errichtet.

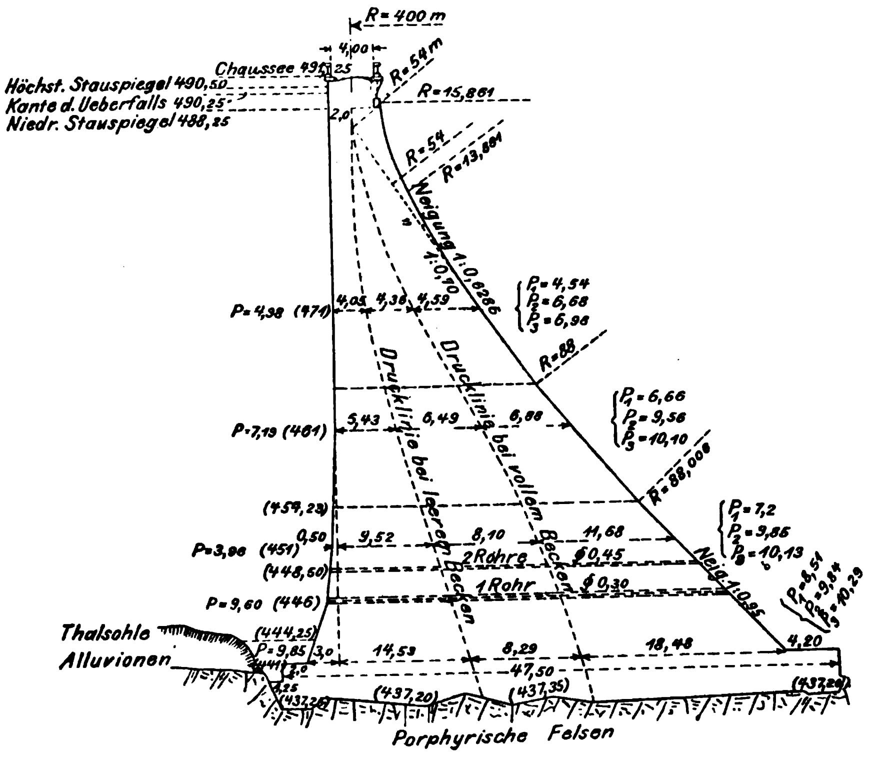


Abb. 27. Staumauer von Chartrain. Querschnitt. Pressungen in kgr/qcm. P_1 nach Delocre, P_2 nach Bouvier, P_3 nach Guillemain.

Die Stauhöhe bis zur Krone des Ueberfalls beträgt 46 m. Letzterer bildet die Seitenwand des Entlastungskanals von 5 m Breite und 4 m Tiefe, in welche

Schützenverschlüsse eingebaut sind, um durch Ablassen einer Schicht von 2 m unter Ueberfallkrone, einen Hochwasserschutzraum von 500000 cbm Fassungsvermögen zu bilden.

Die Wasserentnahme erfolgt durch zwei gusseiserne Rohre von je 45 cm Durchmesser und 2,5 cm Wandstärke 4,25 m über Thalsohle. 2,0 m tiefer liegt ein drittes Rohr von 0,30 m Durchmesser, alle drei unmittelbar ins Mauerwerk eingebettet und luftseitig mit doppeltem Schieber- und Klappenverschluss (System Edant) versehen. Der Mörtel — 340 kgr Kalk von Theil auf 900 l porphyrischen und granitischen, durch Zermalmung hergestellten Sand — zeigte

nach 2	Tagen	9,27	kgr/qcm Druckfestigkeit
„ 2	Monaten	52,34	„ „
„ $6^1/_2$	„	105,20	„ „

Das Mauerwerk besteht aus Granitbruchsteinen und wiegt schätzungsweise 2400 kgr/cbm. Der untere Theil der wasserseitigen Mauerfläche ist mit einem 3 cm starken Cementmörtelüberzug versehen. Die obersten 10 m sind nur ausgefugt. Die anfänglich zahlreichen Sickerungen haben beinah gänzlich aufgehört.

Sehr sorgfältig ist die Berechnung des Profils durchgeführt. Die Abb. 27 zeigt, dass die nach den Methoden von Bouvier und Guillemain ermittelten Pressungen annähernd gleiche, aber erheblich grössere Werthe ergeben als die Delocre'sche Berechnungsweise. Die wasserseitige Profilbegrenzung ist auf eine grosse Höhe lothrecht, so dass sich nicht einzelne Theile des Bauwerks daselbst der Druckwirkung entziehen können.

Die höchste, rechnungsmässige Druckspannung erreicht 11 kgr/qcm. In keiner Schnittebene übersteigt die Scheerkraft 0,8 kgr/qcm.

Pelletreau hebt in den a. d. p. e. ch. vom Mai 1894 hervor, wie wenig der als mustergültig betrachtete Querschnitt von Chartrain von der Dreiecksform abweicht.

Letztere gewährleistet dieselbe Sicherheit bei einer etwas geringeren Ansichtsfläche und einer erheblichen Ersparniss an mühsamen Berechnungen. (Siehe Theil I Berechnung).

III. Algerische Thalsperren.

Algier leidet, in Folge des vegetationslosen, undurchlässigen Bodens und der, durch das heisse Klima beschleunigten Verdunstung an und für sich geringer Niederschläge, an grosser Wasserarmuth.

Die Niederschläge fallen nach Zoppi und Torricelli fast ausschliesslich in der Zeit vom September bis April in einer Höhe von 30—60 cm.*)

Die Flüsse, deren Niederschlagsgebiete ungeheure sind, überschwemmen dann ihre Niederungen, trotz der im Verhältniss zu den Niederschlägen verschwindenden Abflussmengen.

---

*) Pelletreau giebt in seinem Bericht zum 5. Binnenschifffahrtskongress bedeutend grössere Niederschlagshöhen und eine Verdunstungshöhe bis zu 2,9 m im Jahre für offene Wasserflächen an. Er betont die Unzulässigkeit, in Algier aus dem Abfluss eines Gebiets auf den eines anderen zu schliessen. Die Niederschläge, von Orkanen herangeführt, sind auf kleine Gebiete beschränkt, aber ausserordentlich reichlich. Die sich anscheinend widersprechenden Angaben erklären sich vielleicht daraus, dass Zoppi und Torricelli die durchschnittliche Niederschlagshöhe des ganzen Gebietes im Auge haben.

So ist z. B. das Verhältniss derselben bei dem Fluss

Cheliff = ... $\frac{1}{30}$

Habra = ... $\frac{1}{60}$

Sig = ... $\frac{1}{58}$

Tlélat, Djidiouia = ... $\frac{1}{15}$

Dagegen ist das Verhältniss beim Missisippi $\frac{1}{3}$

bei der Themse . . . . $\frac{1}{3}$ — $\frac{1}{4}$

der Po hat eine Abflusshöhe = ... 780 mm

die Tiber . . . . 490 „

der Arno . . . . 370 „

Zum Theil sind gegenwärtig die stagnirenden Gewässer der Niederungen abgeleitet, die Hochwassermengen zur Bewässerung der angelegten Culturen durch Stauweiher zurückgehalten und die Gift und Fieber athmenden Sümpfe in lachende Gefilde verwandelt. Auch in der Umgebung der Becken haben sich keine Fieber gezeigt.

Die Bewässerung dauert durchschnittlich 5 Monate und es werden alle Culturen, auch Getreide und Obst bewässert. Man rechnet $^1/_6$—1 l für den ha und die Sekunde, wobei jeder Besitzer seine bestimmte Bewässerungszeit und seine eigenen Zuleitungsgräben hat.

Der Preis ist bei durchschnittlich $^1/_5$ l/Sek. 18 Mark für den ha und das Jahr. Der Reinertrag der Stauweiheranlagen wird durch die erfolgte Zerstörung einiger Sperrmauern und durch die kostenlose Entnahme des Trinkwassers seitens der Gemeinden beeinträchtigt.

Die Anlagekosten sind an und für sich hoch, da, mit Ausnahme der Habra, für die Sperrmauern hydraulischer Kalk von Theil (Ardèche, fabrique Lafarge) bezogen wurde.

So kostete beispielsweise der cbm Mauerwerk für

Die Habra . . . . 12 Mk.

Cheurfas . . . . 24,88 „

Sig . . . . 16,8 „

Hamiz . . . . 20 „

Tlélat . . . . 20,24 „

Grosse Wasserverluste entstehen durch Sickerung und eine an Sommertagen durchschnittlich 10 mm betragende Verdunstungshöhe in den Becken.

Vor allen aber wird durch die rasche Verschlammung, wie aus nachstehender Zusammenstellung ersichtlich, die Leistungsfähigkeit der Becken beeinträchtigt.

	Beckeninhalt cbm	Niederschlags-gebiet qkm	jährliche Ablagerung cbm	Ablagerungen im Verhältniss zum Beckeninhalt	Ablagerungen im Verhältniss zum Niederschlagsgebiet. cbm/qkm
Sig	3340000	3500	100000	$^1/_{34}$	29
Tlélat	600000	130	22000	$^1/_{28}$	170
Djidiouia	2000000	850	250000	$^1/_9$	294
Habra	30000000	8000	250000	$^1/_{120}$	31

Für die Berechnung der Standfähigkeit wird das Raum-Gewicht des Mauerwerks der algerischen Sperren zu 2,2, das des Wassers, wegen der darin enthaltenen Sinkstoffe zu 1,1 angenommen. Beinahe alle Mauerprofile weisen Zugspannungen auf, wobei mit einer einzigen Ausnahme (Cheliff) eine erhöhte Sicherheit durch Gewölbeform der Mauer im Grundriss, nicht vorhanden ist.

Der Baugrund und die Bruchsteine bestehen aus sedimentären Gesteinen von schiefriger und rissiger Beschaffenheit und nicht allzugrosser Widerstandsfähigkeit.

Die eigentliche Mauer steht in der Regel auf einer breiten Ausgleichung der Felsoberfläche von Beton oder Bruchsteinmauerwerk. Die Entnahme des Wassers aus dem Becken erfolgt durch einen wasserseitigen Brunnen, welcher entweder in einer Verstärkung des Profils liegt oder mit halbkreisförmiger oder rechteckiger Grundrissform wasserseitig vorspringt.

Die Brunnen stehen mit dem Beckenwasser durch schiessschartenartige Schlitze, welche über die ganze Stauhöhe vertheilt sind und das Eintreiben schwimmender Gegenstände, sowie die Verschlammung der Entnahmemündung verhindern sollen, in Verbindung.

Auf der Sohle des Brunnens zweigen ein oder mehrere Leitungen — wasserdicht eingemauerte Rohre — ab, welche die Sperrmauer durchdringen und luftseitig durch Schieber geschlossen sind.

Die Spülung erfolgt durch ein oder zwei, innerhalb der Mauer, in Thalsohlenhöhe angeordnete Kanäle, welche durch das sogenannte „Spanische Thor" verschlossen sind: Eine Art Dammbalkenverschluss mit beweglicher Unterstützung. Bei der Entfernung der letzteren, welche bei bessern Ausführungen von einer darüber liegenden, luftseitig zugänglichen Arbeitskammer (siehe Abb. 28 Hamiz) aus erfolgt, geht natürlich der ganze Beckeninhalt verloren.

Aus diesem Grunde hat man auch Schützenverschlüsse angewendet. Doch erfordert deren Oeffnung einen bedeutenden Kraftaufwand und geraume Zeit, ehe die ausströmende Wassermenge gross genug ist, um einen wirksamen Angriff auf die Schlammmasse zu erzielen.

Dass man beide Einrichtungen vereint und die Dammbalken zum Oeffnen, das Schütz zum Schliessen nach beendigter, erfolgreicher Spülung benutzt hätte, ist mir nicht bekannt.

Die Anlage der Stauweiher vollzieht sich in verschiedener Weise.

1. Der Staat führt sie auf eigene Rechnung aus mit der Absicht, sie einem Consortium (Interessentschaft) zur Benutzung zu überlassen.

2. Es bildet sich eine Gesellschaft, welche entweder eine Beihülfe à fonds perdu oder die Zinsgarantie für das Baukapital auf eine bestimmte Zeit (30 Jahre), in bestimmter Höhe (5%) vom Staate erhält. Nach Ablauf der Frist theilen sich Staat und Gesellschaft in die Erträge.

3. Schliesslich wird die Beihülfe auch in Gestalt einer kostenlosen Ueberlassung eines Theil's der zu bewässernden Ländereien gewährt.

Die Staatsaufsicht entlastet in den beiden letzteren Fällen, die Gesellschaft nicht ganz betreffs etwaiger Unglücksfälle in Folge der Zerstörung der Sperrmauer.

Die Gesellschaft ist zur Wiederherstellung des Bauwerks verpflichtet, wenn mangelhafte Arbeit oder schlechtes Material die Schuld trägt.

Im Falle der Zerstörung durch höhere Gewalt oder fehlerhafte Entwürfe trägt der Staat die Hälfte des Schadens. Die Entscheidung erfolgt stets auf dem Verwaltungswege.

Doch sind Streitigkeiten vorgekommen und die Ueberwachung seitens des Staates war nicht wirksam genug. Ingénieur en chef des p. e. ch. Dérotrie hält eine Ausführung des Baus von Staatswegen für vortheilhafter.

Die Nutzniessung der Bewässerung haftet meist am Grund und Boden und geht beim Verkauf des letzteren auf den neuen Besitzer über.

1. Oued Muley Magoum.

Der Damm ist am linken Ufer auf 71,3 m Länge aus Mauerwerk von 24 m grösster Höhe hergestellt. Er setzt sich auf dem flacheren, rechten Ufer 143 m lang als Erddamm von 10,0 grösster Höhe fort. Letzterer lässt ungeheure Wassermassen durchsickern*), so dass das Becken bei dem geringen Niederschlagsgebiet, trotzdem es 1000000 cbm Inhalt fasst, seinem Zweck wenig entspricht.

2. Tlélat.

Die Mauer wurde an Stelle eines 1862 zerstörten Erddamms 1869 erbaut, um bei einem Niederschlagsgebiet von 130 qkm ein Becken von nur 550000 cbm Inhalt abzuschliessen.

Die Kalksteinschichten des Baugrundes sind gleichlaufend der Längsachse der Mauer und fallen thalwärts ein. Der Stein wurde an Ort und Stelle gewonnen, der Mörtel bestand aus 350 kgr Kalk von Theil auf 1 cbm Sand.

Das Mauerwerk hat sich ausgezeichnet gehalten, trotzdem es geringe Zugspannungen aufzunehmen hat. Es ist ein Entnahmerohr und ein Spülkanal mit Schützenverschluss in gleicher Höhe, 14 m unter Krone, durch die Mauer geführt.

Eine Lücke der Krone von 20 m Länge und 1 m Tiefe befindet sich am rechten Ufer und dient als Ueberfall. Bei grösseren Hochfluthen überströmt das Wasser die Krone der Hauptmauer.

Die Mauer wurde auf Staatskosten ausgeführt (cbm 22,24 Mk). Das Wasser kostet pro 550 cbm, welche während 22 Wochen für 1 ha hinreichen, 20 Mark.

3. Djidiouia.

Der Beckeninhalt ist bei 830 qkm Niederschlagsgebiet 2 Mill. cbm.

Der Baugrund besteht aus Sandsteinschichten, gleichlaufend der Längsachse des Dammes, abwechselnd mit Konglomeraten in festem Bindemittel. Das Einfallen ist ziemlich flach 5°—10° thalabwärts.

Die im Mauerquerschnitt auftretenden Zugspannungen geben, trotz der geringen Länge und der vorzüglichen Beschaffenheit des Baugrundes und der Mauer, zu Durchsickerungen am Fusse der letzteren Veranlassung.

Die Entnahmevorrichtung besteht in zwei gusseisernen Rohren von 0,30 m Durchmesser, welche sich an einen Schartenbrunnen anschliessen und auf der Luftseite mit Schiebern versehen sind.

Der Spülkanal von 1,12 m Querschnitt hat Schützenverschluss. Er ist, wie der von Tlélat, mit Hausteinen verblendet.

4. Cheliff.

Der Deich von Cheliff ist ein Stauwehr zur Bewässerung von 120 qkm Ländereien.

---

*) Schon bei geringer Stauhöhe 50 l/Sek.

Das Niedrigwasser des Cheliff beträgt 1,5 cbm/Sek.
„ Mittelwasser . . . . 3—4 „
Die höchsten Hoch-Wasser . . . 1500 „

Der Damm durchschneidet eine Antiklinale von pliocänischen Sandstein- und Thonschichten. Er ist in einer Curve von 155 m gegen Widerlager oder Flügelmauern gesetzt, welche sich an die Thalhänge anschliessen.

Bei der Herstellung fand man, dass der den Hochfluthen ausgesetzte Baugrund nicht widerstandsfähig war und verschob die Fundamente 2,2 m stromaufwärts, sie tiefer in den Felsen einlassend, um die Durchsickerungen zu verhindern.

Verschiedene Male, während der Bauzeit und auch später sind starke Beschädigungen durch Hochfluthen veranlasst worden, welche hauptsächlich in Auskolkungen am thalseitigen Fusse, in Folge des herabstürzenden Wassers, bestanden. Man suchte sie sowohl durch starke Befestigung als durch Schaffung eines Wasserpolsters zu hindern.

Trotz der Beschädigungen blieb das Wehr, Dank seiner Gewölbeform und ungeachtet des mittelmässigen Baugrundes, widerstandsfähig.

Die Wasserentnahme erfolgt durch einen Tunnel im rechten Widerlager mit Schützenverschluss. Die Sohle desselben liegt nur 2,2 m unter Mauerkrone, um kein Gefälle für die Bewässerungskanäle zu verlieren. Obgleich der Cheliffdamm nur eine Abzweigung des Flusses bewirkt, ist ein Spül- und Ablasskanal für die 5 Mill cbm zwischen Flusssohle und Stauspiegel enthaltenen Wassers, in Gestalt eines in ersterer Höhe liegenden Kanals von 1,45 m Breite und 1,50 m Höhe, angeordnet. Er ist durch Dammbalken verschlossen, welche mittelst Ketten und Haken von oben entfernt werden können.

Es ist zweifelhaft, ob er je in Wirksamkeit getreten ist, da die Mauer bald bis zur Sohle des Entnahmekanals verschlammte.

Trotzdem die Schlammassen nach mehreren Jahren ziemliche Consistenz gewonnen hatten, hinderten sie nicht, dass am Fusse der Mauer Durchsickerungen eintraten und es ist anzunehmen, dass sie gegen die Mauer einen Druck, wie durch schwebende Theilchen beschwertes Wasser, ausüben. Um die Entnahmeöffnung wasserseitig frei zu halten, waren zwei Mauerlücken vorgesehen, deren Sohle etwas tiefer liegt (0,53 m) als Tunnelsohle und welche für gewöhnlich durch Dammbalken verschlossen sind.

5. **Hamiz.** (Abb. 28).

Das Niederschlagsgebiet des Hamiz bis zur Sperrmauer beträgt 140 qkm, der Beckeninhalt 14 Mill cbm.

Bei der ersten Füllung fanden durch die Einwirkung des Wassers Rutschungen am rechten Thalhang statt und die in Bewegung gerathene Masse musste, nach schleuniger Leerung des Beckens, durch Mauerwerk abgestützt werden. —

Die Mauer hat nicht unbeträchtliche Zugspannungen auszuhalten.

Die Mörtelmischung betrug 350 kgr Kalk von Theil auf 1 cbm Mörtel. Die Sandbruchsteine wurden Stück für Stück auf hinreichende Grösse und gute Beschaffenheit untersucht. Sie kamen von einem 30 m oberhalb Mauerkrone gelegenen Bruch.

Die Entnahmevorrichtung ist, wie bei beinah allen algerischen Sperren, den seit Jahrhunderten gebräuchlichen, spanischen nachgebildet.

Sie besteht hier aus zwei an der Wasserseite vorgelegten Thürmen mit

zahlreichen Oeffnungen, um das Eintreiben auf der Oberfläche schwimmender Gegenstände zu verhindern. Von der Sohle jedes Brunnens sind zwei gusseiserne Rohre von 0,84 m Durchmesser durch die Mauer geführt und an der Luftseite mit Schiebern geschlossen.

Auch die Spülvorrichtungen sind nach spanischem Muster. In 13 m Achsabstand sind beim Hamizdamm zwei Kanäle von je 2,4 qm Querschnitt durch den tiefsten Theil der Mauer geführt mit 3,0 m Gefälle auf 19 m Länge.

Ueber denselben liegen Zugänge zu Arbeitskammern. Durch Mauerlöcher können von dort aus die Verschlüsse der Spülkanäle entfernt werden.

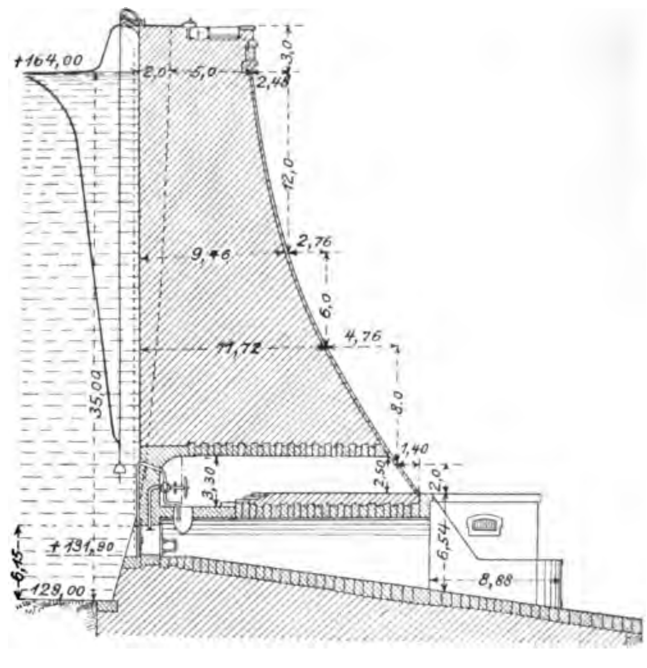


Abb. 28.

Staumauer von Hamiz. Schnitt durch den Spülkanal.

Nach Vorschlägen Calmels sind Versuche gemacht, mittelst komprimirter Luft die Schlammmassen aufzuwirbeln. Mit diesem Verfahren sollen am Sigdamm einige Erfolge erzielt worden sein. Doch hat man von einer weiteren praktischen Anwendung nichts gehört.

Die Lösung dieser Frage für Algier ist nach Dérotrie deshalb so schwierig, weil das nöthige Gefälle fehlt und sich die Becken bergseitig zu so grossen Querschnitten erweitern, dass der Spülstrom auf die Ablagerungen in weiterer Entfernung der Mauer keine Wirkung hat.

Die Spülkanäle bedeuten eine Schwächung des Mauerwerks, auch sind sie dem Angriff des mit Geschwindigkeiten von 15 m/Sek. und mehr hindurchrasenden Wassers ausgesetzt.

Der Ueberfall liegt 3,0 m unter Mauerkrone und besteht, in einem in den Sandstein des rechten Thalhanges mit 14 % Gefälle eingearbeiteten Kanal, welcher in der Verlängerung der Längsachse der Mauer 20 m breit ist. In 40 m Entfernung von der Achse thalseitig stürzt er in Kaskaden ziemlich steil hinab. Die Kürze dieser Entfernung und die schlechte Beschaffenheit gerade des rechten Thalhanges gefährdet den Mauerfuss.

Die Mauer wurde in drei Theilen in der Zeit von 1869—84 hergestellt. Zunächst die den Thalhängen benachbarten, während die Mitte für den Ablauf der Hochfluthen offen blieb. Dann die letztere. Der bauleitende Ingenieur Dérotrie wollte lieber die bedenkliche Verbindung der verschiedenen Mauerwerkskörper in den Kauf nehmen, als den im Bau begriffenen Damm einer Ueberströmung aussetzen.

IV. Die Thalsperren in Deutschland.

Die Thalsperrenbauten sind in deutschen Landen in kleineren Ausführungen als Erd- oder Steindämme, wie in der Einleitung erwähnt, seit Jahrhunderten bekannt. Die im allgemeinen ziemlich gleichmässig über das Jahr vertheilten Niederschlagsmengen machten sie weder für die Landwirthschaft noch für die Industrie zu einer so dringenden und gewinnbringenden Nothwendigkeit, wie für heissere Länder. Sie waren meist nur im Stande, das in der Nacht oder an Feiertagen ungenutzt an den Triebwerken vorbeiströmende Waserr aufzufangen. Die Industrie entwickelte sich übrigens hauptsächlich in den grossen Kohlenbezirken und deckte ihren Kraftbedarf durch Ausnutzung der billigen Brennstoffe.

Erst in neuerer Zeit führte der ungeheure Bedarf der Industrie, namentlich der Spinnereien, Webereien, Färbereien und ähnlicher an möglichst reinem Wasser und der Mangel und die Verunreinigung desselben zu Zeiten des Niedrigwassers, in zweiter Linie das Bedürfniss eines gleichmässigeren Zuflusses für die Beaufschlagung der Motoren, endlich die Trinkwasserbeschaffung für grössere Gemeinwesen in dicht besiedelten Gegenden mit ungünstigen Fluss- und Grundwasserverhältnissen dazu, mit der Anlage von grösseren Sammelweihern mit gemauerten Abschlussdämmen vorzugehen.

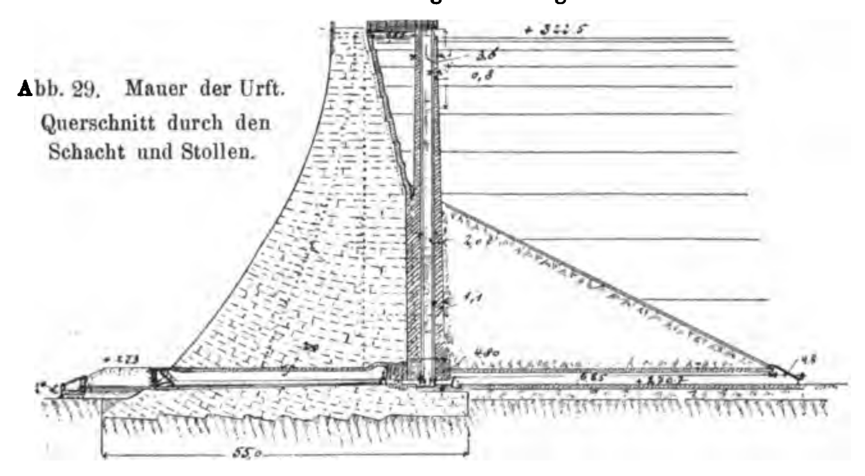


Abb. 29. Mauer der Urft. Querschnitt durch den Schacht und Stollen.

An ausgeführten Bauten sind zu nennen: die Thalsperren in Elsass-Lothringen, diejenigen in Rheinland und Westfalen und zwischen hinein fälllt noch die Erbauung des Sammelweihers der Stadt Chemnitz i. S.

Die glänzenden Erfolge, welche theilweis damit erzielt wurden, haben zur Nacheiferung angespornt, so dass gegenwärtig viele grössere derartige Bauten im Gange sind, so für die Städte Barmen und Elberfeld, Dortmund, Frankfurt a. M. Erfurt, Gotha u. a.

In der Eifel an der Urft ist die Ausführung eines 45 Mill. cbm haltenden Beckens, mit einer Mauer nebenstehenden Querschnitts (Abb. 29), zur Lieferung des Kraftbedarfs mittelst elektrischer Uebertragung für eine weitere Umgebung gesichert u. s. w.*)

Die Abneigung, welche in massgebenden Kreisen gegen die Anlage von

*) Hannoversche Zeitschrift 1899 S. 2 u. f.

Thalsperren, zur Verminderung der Hochwassergefahren allein, mit Recht herrschte, (vergl. Centralbl. d. Bauverwaltung 1883 S. 186 und 1889 S. 72) erstreckt sich gewiss nicht auf die Anlage von Thalsperren überhaupt.

Der Haupteinwand, die unverhältnissmässigen Kosten, fällt bei der Ausnutzung des Wassers nicht nur weg, sondern eine Verzinsung und Tilgung des Anlagekapitals ist nicht ausgeschlossen. Freilich kann man nicht plötzlich so viel Tausende von Wasserpferdekräften und Millionen cbm Gebrauchswasser auf den Markt werfen oder mit andern Worten, so viel Thalsperren bauen, um die Hochwassergefahr mit einemmal zu bannen. Aber der zweifellose Ausgleich zwischen Hoch- und Niedrigwasser, den jede Stauweiheranlage bewirken wird, ist immerhin mitzunehmen, er wird zur Milderung, und wenn die Weiher im Laufe der Zeit sich vermehren, vielleicht sogar zur Beseitigung der Hochwassergefahr führen können.

Endlich ist die „Niedrigwassergefahr" — der Wassermangel — dem mit Sicherheit abgeholfen wird, auch nicht zu unterschätzen.

Die Gegner der Thalsperren bekämpfen dieselben mit dem Schlagwort, dass die Aufnahme des Hochwassers geleerte, die Linderung des Mangels gefüllte Becken erfordere. Dies ist richtig: Beiden Anforderungen kann aber entsprochen werden, da sie zeitlich nicht zusammenfallen.

Wenn die Staubecken, wie das in Elsass geschehen, von Staatswegen ausgeführt und betrieben werden, so lässt sich beinahe jede Gefahr eines Bruches für die Unterlieger ausschliessen und eine Einwirkung auf das Hochwasser, wenn auch vielleicht etwas auf Kosten der Wassernutzniesser, mit Sicherheit erzielen.

Das einzige wirksame Mittel zur Beseitigung der Hochwasser wird häufig in der zweckentsprechenden Regulirung der Flussbetten erblickt.

Diese wird auch nach Einführung der Thalsperren nicht zu entbehren sein.

Ohne dieselben und allein zum Zwecke der Hochwasser-Abführung ins Werk gesetzt, würde sie aber eine sehr einseitige Massregel bilden. Deshalb ist Aussicht vorhanden, dass da, wo sich geeignete Thäler finden, die Anlage von Sammelbecken auch mit Hinblick auf die Hochwassergefahr eingeleitet wird.

1. Die Vogesensperren.*)

Die von Westen kommenden, Regen führenden Winde schlagen einen grossen Theil ihrer Feuchtigkeit am Westhange der Vogesen nieder, sobald die aufsteigende Luft sich abkühlt und ausdehnt. Beim Herabfallen der Luft am Osthang wird umgekehrt ihre Wasseraufnahmefähigkeit gesteigert.

Beide Umstände tragen zur Wasserarmuth des steil und undurchlässig nach der Rheinseite abfallenden Osthanges des Gebirges bei. Die wenigen Quellen daselbst verlieren sich in der verworfenen und zerklüfteten, vorgelagerten Hügelkette und speisen ohne erneute Quellenbildung das Grundwasser der Rheinebene.

Die letztere besteht aus Gerölle, Kies, Sand, Lehm und Lös. In diesen Bodenarten sind die Betten der Vogesenflüsse beständigen Veränderungen unterworfen und entbehren der Wasserdichtigkeit, welche erfahrungsgemäss sich bei einem festen Flusslauf im Laufe der Zeit herausbildet. Namentlich bei niedrigen Grundwasserständen treten grosse Sickerungsverluste ein. In Folge dieser Verhältnisse ist die von Alters her bestehende Weidewirthschaft auf eine künstliche

*) Mit Rücksicht auf die eingehenden, vorzüglichen Beschreibungen des Herrn Ministerialrath Fecht in der Zeitschrift f. Bauwesen 1889 und 93, welche auch in Sonderausgaben vorliegen, genüge ein kurzer Abriss.

Bewässerung angewiesen, und zwar ist dieselbe gerade zur Zeit des N. W. von entscheidender Bedeutung.

Nachdem an Stelle der ehemaligen Getreidemühlen, welche ihren Betrieb bei Wassermangel einstellten, Fabriken mit beständigem, grossen Wasserbedarf getreten waren, konnten die schlichtenden Verordnungen aus dem Anfang dieses Jahrhunderts noch weniger als früher den einander gegenüberstehenden Interessentenkreisen über den thatsächlichen Mangel hinweghelfen. Man entschloss sich daher, den unter französischer Herrschaft bereits beschrittenen Weg, natürliche Seeen anzuzapfen und neue künstliche Vorrathsbecken zu schaffen, weiter zu verfolgen.

Auch hier trat die schwierige Frage: Wer trägt die Kosten und wer ist Bauherr? auf. Die Bildung einer Zwangsgenossenschaft, in Erweiterung des Gesetzes vom 1. April 1879 wurde verworfen, weil eine der Billigkeit entsprechende Vertheilung der Kosten unmöglich, ein Versuch auf bisher noch unbekanntem Gebiete der Gesetzgebung, bei dem geringen Verständniss der Interessenten einerseits und der Stellung der Regierung in den Reichslanden andererseits, bedenklich erschien. So übernahm denn der Staat gegen einen festen, einmaligen Zuschuss der Betheiligten die Kosten und die Bauausführung.

a. Die Alfeldsperre (Abb. 30—33.)

Der Alfeldsee wird durch den Aufstau des gleichnamigen Baches mittelst zweier Mauern gebildet, welche durch eine inselartige, felsige Erhöhung der Thalsohle getrennt werden.

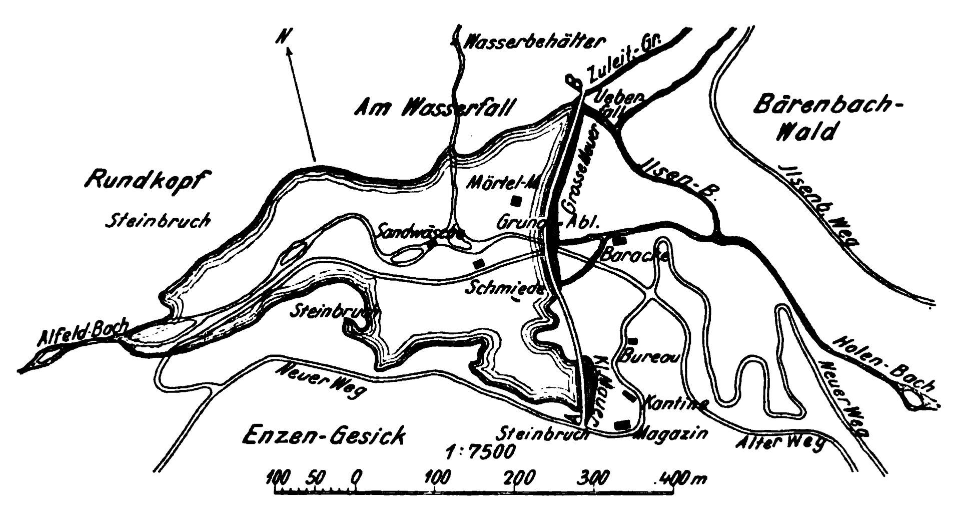


Abb. 30. Alfeld-Mauer. Lageplan.

Die Hauptmauer hat 255 m Kronenlänge und 28 m grösste Höhe, die kleinere 73 m Länge und 12,08 m grösste Höhe.

Die Inangriffnahme des Baues begann mit der Einleitung des gesetzlichen Verfahrens für den Grunderwerb und der Regelung der wasserpolizeilichen Verhältnisse der neuen Stauanlage. Gleichzeitig richtete sich die Aufmerksamkeit auf die Wahl, Zubereitung, Beförderung und Prüfung der Baustoffe.

Als Mörtel wurde, nach zahlreichen, vergleichenden Versuchen, bezüglich der Eigenschaften und mit Rücksicht auf die Kosten, eine Mischung von einem

Gewichtstheil Cement von Dykerhoff/Biebrich, zwei Gewichtstheilen Wasserkalk und zehn Gewichtstheilen gewaschenen Dollersand gewählt.

Kalk und Cement wurden der Bauleitung in Säcken geliefert und ebenso wie der Sand mittelst Bremsberg's unter Benutzung von Wasserballast nach dem Magazin und dem maschinellen Mörtelwerk auf die Höhe des rechten Thalhanges befördert. Das Wasser wurde aus einem Hochbehälter herzugeleitet, dessen natürlicher Zufluss in trockner Zeit durch eine Pumpe mit Turbinenbetrieb aus dem Alfeldbach ergänzt wurde.

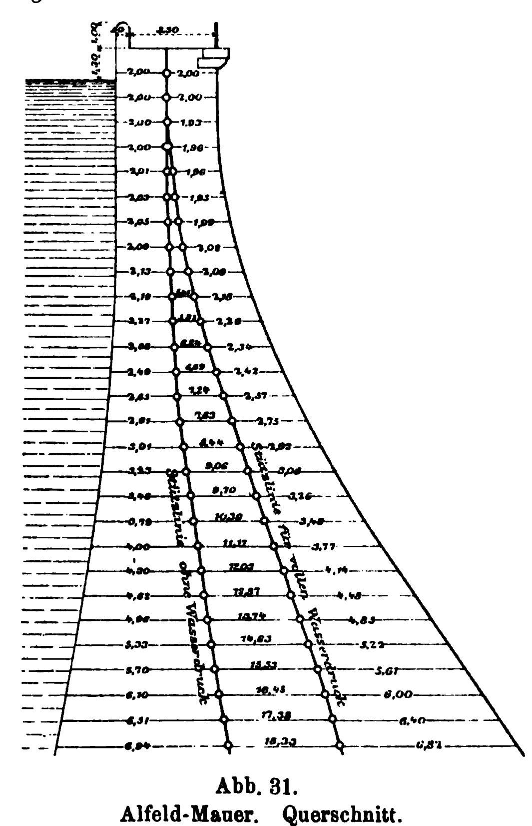


Abb. 31.
Alfeld-Mauer. Querschnitt.

Der fertige Mörtel — bis 25 cbm täglich bei 12—15 Mann Bedienung — gelangte in Kasten mittelst Schmalspurbahn an die Mauer, mittelst Laufkrahn auf die jeweilige Oberfläche. Fortlaufend wurden Probekörper davon hergestellt und durch den Michaelis'schen Apparat auf Zug untersucht. Unter zehn Proben mussten mindestens fünf die Festigkeit von 7,5 kgr/qcm überschreiten. Der Mörtelverbrauch betrug je nach der Grösse der Mauersteine und der Sorgfalt der Maurer 23—30% der Raumeinheit. Das Gewicht des Mörtels belief sich auf 1919 kgr/cbm. Als Baustein stand innerhalb des Beckens Granit zur Verfügung. Er wurde durch Minen-Sprengung mit Pulverladung gewonnen. Dynamit war wegen der befürchteten Lockerung des Steingefüges ausgeschlossen. Das Mindestmass der einzelnen Mauersteine war auf $^1/_{50}$ cbm festgesetzt. Die Abnahme erfolgte nach gründlicher Reinigung. Das specifische Gewicht des Steines ergab sich zu 2,666—2,750, das des Mauerwerks wurde aus dem der Bestandtheile vorsichtig zu 1919·0,3+2666·0,7=2440 kgr/cbm bestimmt und für die Berechnung zu 2420 kgr/cbm angenommen.

Die Bestimmung des Mauerquerschnitts erfolgte weiterhin unter der Annahme, dass der Abfluss des Niederschlagsgebietes 1,4 cbm/Sek pro qkm im Ganzen 1,4.4,2=5,88 cbm/Sek. betrage. Davon sollen noch 2 cbm durch die Grundablässe abfliessen und die Strahldicke des Ueberfalls nur 0,43 bezw. 0,31 m Höhe erreichen. Bei dieser Stauhöhe sollte die Drucklinie im mittleren Drittel und die Kantenpressungen unter 6 kgr/qcm bleiben. Letztere Grenze wird auch bei leerem Becken erreicht.

Es sind noch zwei Fälle untersucht, nämlich:

1. Dass sich bei dem vorangegebenen Stauspiegel eine wagrechte Fuge in 17,7 m Tiefe unter demselben öffnet und daselbst wasserseitig der volle Auftrieb wirkt, welcher luftseitig linear bis auf 0 abnimmt: Das Umsturzmoment bleibt dann immer noch kleiner als das Stabilitätsmoment.

2. Dass unter den oben angegebenen Abflussverhältnissen die Höhe der überfliessenden Schicht bis auf 0,63 bezw. 0,75 m wächst. Bei dieser Erhöhung des Stauspiegels entstehen Zugspannungen in Fuge 19=0,26 kgr/qcm.

Eine theilweise Krümmung der Mauer im Grundriss ist, weniger zur Erzielung der Gewölbewirkung, als um einer zu erwartendenden Deformation (Ausbauchung) die Richtung vorzuschreiben und Zugspannungen zu vermeiden, gewählt.

Der Aushub der Baugrube musste, um überall den gesunden, festen Fels frei zu legen, bedeutend grösser sein als man nach dem Ergebniss der Bohrungen und Schürfungen erwartete. Die Entwässerung der Baugrube konnte grösstentheils mit Hilfe dreier Schlitze, gleichlaufend der Thalrichtung, erfolgen. Der Alfeldbach wurde in einem Holzgerinne über die Baugrube geführt. Der Fels der Gründungssohle ist nach Bedürfniss durch eigene Arbeiter der Bauverwaltung aufgerauht, ausgefugt und ausbetonirt.

Die Maurerarbeiten, die Dammschüttungen und der Materialtransport waren vergeben. Das Mauerwerk — 28000 cbm — wurde im Cyclopenverband, mit möglichster Verspannung nach jeder Seite hin, in Lagen von 1,0 m Dicke, welche in der Längsrichtung der Mauer von einem Ende zum andern oder auch

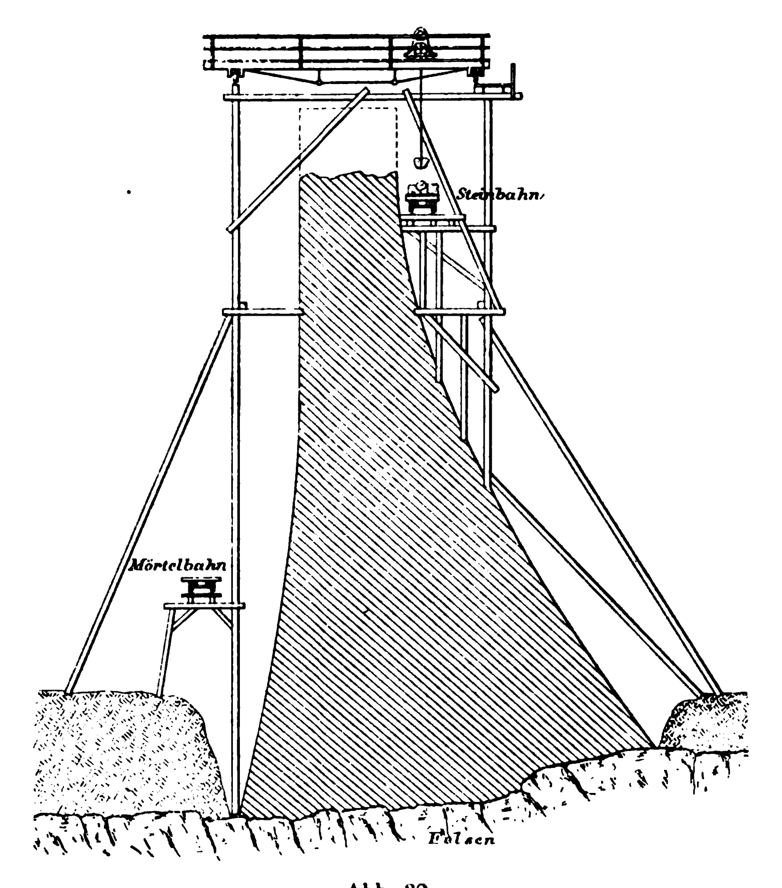


Abb. 32.
Alfeld-Mauer. Gerüste.

*) Abb. 30—33 entnommen der Zeitschrift für Bauwesen, 1889.

von der Mitte nach den Seiten durchgetrieben wurden und je etwa 14 Arbeitstage erforderten, hergestellt.

Der empfindliche Cementmörtel machte Gerüste und Krahne zum Materialtransport erforderlich, um die rauhe, frische Maueroberfläche vor Erschütterungen und Lockerungen zu bewahren. Die Wasserseite der Mauer wurde 7 cm tief mit Portland-Cementmörtel 1:2, dem bei trockenem Wetter, um ihn geschmeidig zu machen, etwas Wasserkalk zugesetzt wurde, sorgfältig ausgefugt.

Die Mauer zeigte bei der ganz allmählichen Einstauung im Winter 1887 erhebliche Durchsickerungen, aber keine Bewegungen.

Herr Ministerialrath Fecht glaubt, dass erstere durch die Raumvermehrung des Wasserkalks beim vollständigen Abbinden und durch die Zufüllung der Poren mit Sinkstoffen, abnehmen oder aufhören würden.

Der Grundablass im tiefsten Punkte des Thales ist ein gewölbter Stollen, welcher wasserseitig auf 4,0 m Länge durch zwei Stollen kleineren Querschnitts ersetzt ist.

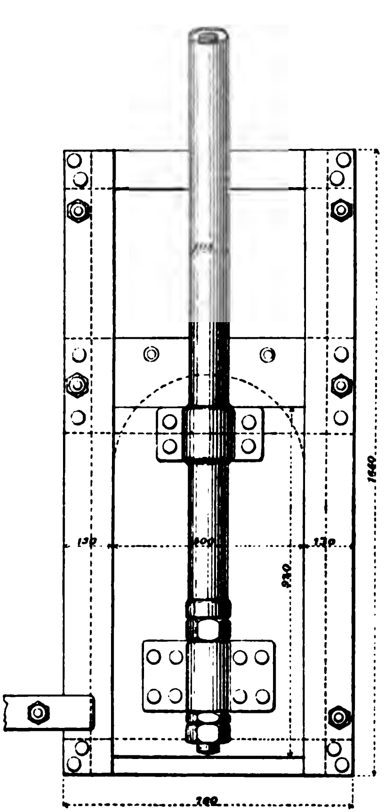


Abb. 33.
Alfeld-Mauer. Verschlussvorrichtung.

Die Verschluss-Schützen, in eisernen Rahmen geführt, werden von der Mauerkrone aus mit 50 mm Rundeisengestängen durch Vorgelege angehoben, oder durch Röhren von 105 mm äusseren Durchmesser, welche die Gestänge umschliessen, niedergedrückt. Die Rohre sind in Abständen von 3,0 m geführt. Schlammablagerungen im Becken sind nicht zu befürchten.

5,9 m unter Mauerkrone ist ein Plattendurchlass mit ähnlichem Verschluss an der linken Thalseite angeordnet, um den Ablass bei höherem Wasserspiegel unter geringem Schützenwiderstand öffnen zu können.

In der Nähe desselben befinden sich die beiden Ueberfallöffnungen von 0,43 bezw. 0,31 m Tiefe unter Stauspiegel, je 5 m breit, durch einen Pfeiler getrennt und in Mauerkronenhöhe überbrückt.

Sie ergiessen sich in dieselbe Kaskade wie der Plattendurchlass. Der Stauspiegel kann durch Einsetzen von Dammbalken in den Ueberfall gehoben werden.

Das Wasser des benachbarten Isenbachs wird durch Einbau eines Wehres in denselben und einen 350 m langen Zuleitungsgraben für den Weiher theilweis nutzbar gemacht. Ein Schlitz im Wehr gestattet dem Niedrig-Wasser den Durchgang. Das Mittel- und Hochwasser stürzt zu drei Theilen über das Bachwehr, zu fünf Theilen über das in gleicher Kronenhöhe befindliche Wehr des Zuleitungsgrabens. Letzterer hat noch einen seitlichen Ueberfall für das Zuviel des Hochwassers, auch kann er in der Nähe des Einlaufs in das Sammelbecken ganz abgesperrt werden.

Die Abgabe des Weihers findet hauptsächlich in der Zeit vom 1. Juni bis 30. September und 1. Januar bis Ende Februar mit etwa 500 l/Sek. statt.

Bei einer nutzbaren Verstärkung des Niedrigwassers jährlich um

3600000 cbm (Beckeninhalt 1100000 cbm), 41 industriellen Anlagen mit rund 100 m Gefälle und 10 qkm zu bewässernden Wiesenflächen, beträgt der Nutzen der Anlage schätzungsweise 75000 Mk., welchem 440000 Mk. Anlagekapital entgegenstehen.*)

b. Die Sammelweiher im Fechtthale.

Die Wassermengen der Fecht wechseln von 0,6 cbm/Sek. bei Niedrigwasser bis 100 cbm/Seck. bei Hochwasser. Sie genügen an 186 Tagen allen Bedürfnissen. In der Zeit der französischen Herrschaft waren im Quellgebiet des Flüsschen's bereits zwei Sammelweiher angelegt, nämlich der Forellenweiher mit 162000 cbm und der Sulzer See mit 581000 cbm Inhalt.

Beide waren in Bezug auf ihre Dämme und Entnahmevorrichtungen in einem Zustande des Verfalls und bedurften gründlicher Ausbesserungen, um ihrer Aufgabe wieder voll zu genügen.

Diese wurden ausgeführt und zur weiteren Vorsorge für die Trockenheitsperiode zwei neue Becken: Der Schiessrothriedweiher von 325000 cbm Inhalt und der Altenweiher mit 725000 cbm Inhalt, aufgestaut.

Nur der letztere hat ein gemauertes Abschlusswerk, welches in seiner Bauart in einzelnen Punkten von der Bauweise der Alfeldmauer abweicht.

Im Grundriss musste die Mauer von nur 112,7 m Kronenlänge gerade gelegt werden, weil die Felsoberfläche an der Baustelle nach dem Becken zu stark einfiel, eine Verlegung thalabwärts aber, bei den zurücktretenden Bergwänden eine bedeutende Verlängerung zur Folge gehabt hätte.

Der Granit der Gründungssohle zeigte sich von zwei Spaltensystemen durchsetzt, deren Scheitel sich quer durch die Baugrube zog.

Die Verwitterungserzeugnisse und Erzausscheidungen mussten so gut und so tief als möglich ausgekratzt und die Hohlräume mit Cementmörtel 1:2 vergossen werden.

Das Raumgewicht des Mauerwerks wurde aus dem des Bausteins 2,67 (Granit) und dem des Mörtels 1,9 zu $2{,}67 \cdot 0{,}7 + 1{,}9 \cdot 0{,}3 = 2439$ berechnet, der Sicherheit halber aber nur zu 2,3 angenommen.

Eine Moorschicht innerhalb des Beckens, welche das Bachwasser mit Humussäure verunreinigte, zwang dazu, das für die Bauausführung erforderliche Wasser in grösserer Entfernung, thalaufwärts der Baustelle zu entnehmen. Ein cementirter Behälter nahm den Bach auf und das Wasser wurde durch galvanisirte Eisenröhren unter einem Druck von 40 m nach der Mauer geleitet.

Der Berechnung der Mauer ist eine Wasserspiegelhöhe, welche bis 0,4 m unter die Krone reicht und den höchsten, zulässigen Stau um 50 cm übertrifft, zu Grunde gelegt.

Die Drucklinien bleiben in den Grenzlagen innerhalb der Drittelspunkte der wagrechten Fugen.

Der maschinell bereitete Mörtel wies durchweg eine fettere Mischung auf als bei der Alfeldmauer.

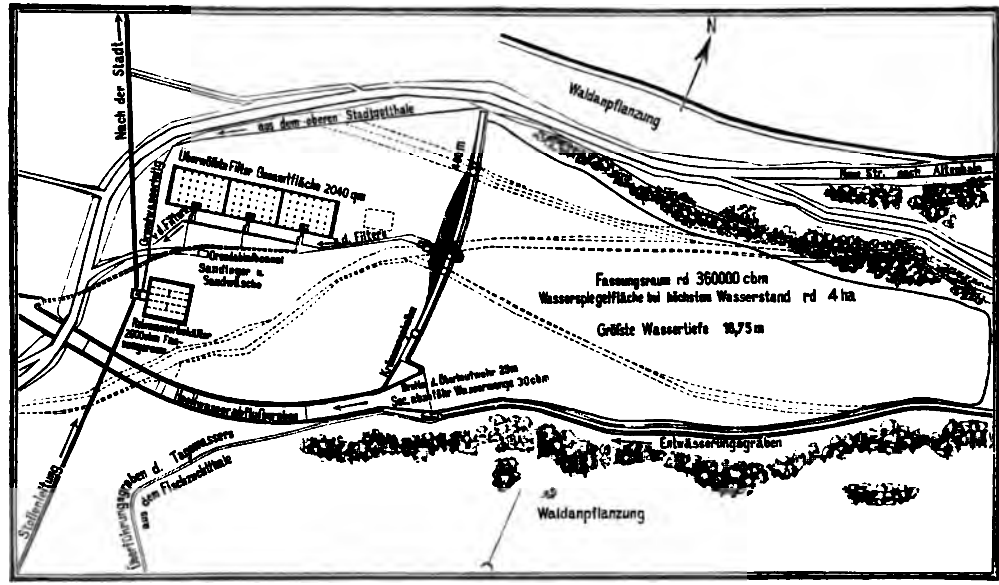
Der Ueberfall ist sehr reichlich zu 3 · 5,0 m Breite bei 1,2 qkm Niederschlagsgebiet bemessen.

Die Kosten des Mauerwerks betrugen bei 10320 cbm Gesammtinhalt einschl. Material und Ausfugen der Ansichtsflächen 18,08 Mk. für den cbm.

Auch für diese Weiher, deren Zweck und Betrieb dem des Alfeld-See's gleicht, ist ein erheblicher Nutzen für Landwirtschaft und Industrie nachzuweisen.

*) Nach d. Z. f. B. 1898 S. 638 ist ein neuer Betriebsplan aufgestellt, der zwar eine geringere Menge nutzbar abzugebenden Wassers — etwas über 2 Mill. cbm — erlaubt, aber mehr den Bedürfnissen der Abnehmer entspricht. Zum 1. Oktober soll das Becken womöglich leer sein.

Abb. 34.



Staumauer von Chemnitz. Lageplan.

Abb. 35.



Die Thalsperre der Stadt Chemnitz.

*) Abb. 34, 36, 37 entnommen dem Centralblatt der Bauverwaltung, 1894.

2. Die Thalsperre der Stadt Chemnitz. (Abb. 34—37.)*)

Dieselbe dient zur Ergänzung des älteren Pumpwerks bei Alt-Chemnitz, welches für die wachsenden Bedürfnisse der Stadt bei Trockenheit nicht mehr hinreichte.

Abb. 36. Staumauer von Chemnitz. Querschnitt.

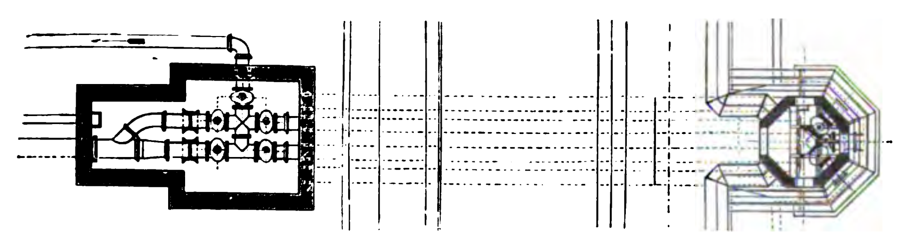


Abb. 37. Staumauer von Chemnitz. Grundriss.

Durch einen Hangkanal ist ein benachbartes Niederschlagsgebiet dem des Weihers hinzugefügt und damit das Ganze auf 2,7 qkm mit einer durchschnittlichen, jährlichen Abflussmenge von 800 000 cbm gebracht.

*) Centralblatt 1894 S. 278.

Die Mauer wurde auf festem Thonschiefer, welcher am tiefsten Punkte 8,0 m unter der Thalsohle lag, gegründet.

Im Grundriss ist die Mauer nach 400 m Halbmesser gekrümmt.

Der in der Nähe gewonnene Thonschiefer, welchen man als Baustein zu verwenden beabsichtigte, wurde schliesslich nur im Innern der Mauer benutzt und statt dessen Quarzit und Hornblende-Schiefer aus den eine Stunde entfernten Dittersdorfer Brüchen herangeschafft.

Der Mörtel war ziemlich mager aus zwei Theilen Sterncement (Stettin), einem Theil Fettkalk und zehn Theilen Sand zusammengesetzt. Der Verbrauch betrug 33% von den 24200 cbm Gesammtinhalt des Mauerwerks.

Die Abdichtung der Mauer wasserseitig erfolgte, soweit sie im Boden liegt, durch eine 30 cm starke Betonschicht, oberhalb durch einen 2—3 cm starken Cementverputz, welcher mit mehrmaligem Adiodon-Anstrich überzogen ist.

Die Entnahmevorrichtung (Abb. 36 u. 37) bildet ein wasserseitig angelehnter Stampfbetonbrunnen mit verschliessbaren Einlassöffnungen in 3 verschiedenen Höhenlagen. Zwei Entnahmerohre — wasserseitig in einem die Mauer durchdringenden Stollen mittelst Mauerwerkspfropfen eingedichtet — führen von der Sohle des Brunnens nach den Filtern bezw. in's alte Bachbett.

Das Aeussere der Mauer ist sehr ansprechend. Die Kosten einschliesslich aller Nebenanlagen beliefen sich auf 1250000 Mark.

3. Die Rheinisch-westfälischen Thalsperren.*)

(Wupperthalsperren.)

Dieselben liegen sämmtlich im Gebiete des Lenneschiefers, des untersten Gliedes des Mitteldevon, welcher aus wechselnden Schichten thonig-sandigen Gesteins in den mannigfaltigsten Uebergängen von Thonschiefer zu Sandstein besteht.*)

Die Schichten, von der Stärke weniger mm bis zu über 1,0 m, besitzen eine beständige Streichungsrichtung von Südost nach Nordost. Sie fallen in den Mulden und von den Sätteln in entgegengesetzter Richtung und oft sehr steil ein. Die regellosen und unberechenbaren Uebergänge des Lenneschiefers von brauchbarem, ja sogar ausgezeichnetem Baustein zu werthlosen Bänken, hat einen bis zum sieben- und mehrfachen des gewonnenen Materials anwachsenden Abraum zur Folge. Dieser Umstand und die schwierige Bearbeitung in Folge der schiefrigen Beschaffenheit und grossen Härte verhindert die Ausbeutung der Brüche über den örtlichen Bedarf hinaus.

Das Land ist von ziemlich steil, doch nicht allzutief eingeschnittenen Thälern durchzogen.

Die tiefsten Punkte und höchsten Erhebungen mögen zwischen 200 und 400 m über dem Meeresspiegel liegen. Trotzdem sind Niederschlagshöhen, von über 2,0 m beobachtet worden, weil die von der Rheinniederung kommenden, wassersatten Winde hier zuerst auf eine grössere Bodenerhebung treffen.

Von den Niederschlägen gelangen, in Folge der Th. I S. 36 und folgende geschilderten Verhältnisse i. M. 70% zum Abfluss. Die Industrie hat daher sowohl unter dem Mangel einerseits als dem Ueberfluss andererseits von Alters her

*) Siehe Hannoversche Zeitschrift 1899 S. 2 u. f.

**) Siehe E. Buff, Kgl. Bergrath. Beschreibung des Bergreviers Deutz, Bonn 1882.

gelitten und die einzig mögliche Abhülfe, die Anlage von Stauweihern sich zu eigen gemacht.

Die Abmessungen derselben waren indessen unbedeutend, weil es nicht gelang, die Interessenten zu gemeinschaftlichem Vorgehen zu vereinigen.

So ist z. B. im Eschbachthale, wo später die Remscheider Thalsperre wirklich ausgeführt wurde, schon fünfzig Jahre vorher ein grosses Sammelbecken geplant gewesen.

Mit dem Gedanken an die Erweiterung durch ein solches, legte Anfangs der 80er Jahre die Stadt Remscheid ihre Grundwassergewinnung daselbst an.

Als die Unzulänglichkeit derselben die Stadt endlich zwang, an den Bau heranzutreten, musste die Einwilligung der Triebwerkbesitzer nach vielen Schwierigkeiten durch einen beträchtlichen Theil des zu gewinnenden Wassers erkauft werden. Die Anlage hat sich durchaus bewährt, beiden Theilen grossen Nutzen gebracht und bahnbrechend gewirkt.

Sie regte zunächst die Industriellen der Wupper zu gleichem Vorgehen an.

Die Webereien, Färbereien und andere Industrien konnten das vielfach benutzte und verunreinigte Niedrigwasser der Wupper nicht brauchen und bedurften für ihre Turbinen und Wasserräder eines gleichmässigen, ständigen Zuflusses.

Die Städte Barmen und Elberfeld unterstützten die auf die Vermehrung der Niedrigwassermengen durch Sammelweiher gerichteten Bestrebungen, weil durch die Verunreinigung und mangelnde Spülung des Flussbettes unerträgliche Zustände geschaffen wurden. Träge, blauschwarz und übelriechend, nicht einmal von Bakterien, geschweige denn von Fischen belebt, schleppt sich das Niedrigwasser der Wupper dahin.

Ferner erhofften die Städte durch die Zurückhaltung des Hochwassers eine Verminderung der häufig durch dasselbe angerichteten Verwüstungen. Die Möglichkeit der Erbauung der Thalsperren wurde aber, nach jahrelangen Bemühungen, die Interessenten alle unter einen Hut zu bringen, erst gegeben, als es mit Unterstützung der Behörden gelang, eine Erweiterung des Gesetzes bezüglich der Bildung von Zwangsgenossenschaften vom 1. April 1879 durchzusetzen. (Siehe Anh.) Der Geltungsbereich dieses erweiterten Gesetzes vom 1. Mai 1891 erstreckte sich zunächst nur auf die Wupper und ihre Nebenflüsse, wurde aber bald auch auf die Lenne und ihre Nebenflüsse ausgedehnt.*)

Die rheinisch-westfälischen Thalsperren:
Die Remscheider Thalsperre im Eschbachthale,
Die Füelbeke bei Altena,
Die Heilenbeke bei Milspe,
Die Beversperre bei Hückeswagen,
Die Lingesersperre bei Marienheide,
Die Ronsdorfer Thalsperre,
Die Heebringhauser Thalsperre für Barmen, (Stautiefe 29,7 m)

haben annähernd (bis auf die letztere) gleiche Stau- und grösste Mauerhöhe (16 bezw. 25 m). Die Baumaterialien, die geologischen, topographischen und hydrographischen Verhältnisse sind dieselben.

Da nun ausserdem die Anfertigung der Entwürfe und die Bauleitung

*) Im Frühjahr 1900 auch auf die Ruhr und Nebenflüsse.

in einer Hand lag, so zeigen sie, abgesehen von der Anpassung an die örtlichen Bedürfnisse und einigen Anordnungen, welche sich nach den gewonnenen Erfahrungen als zweckmässig herausstellten, wenig Abweichungen von einander.

Sämmtliche Mauern sind in Trassmörtel und Bruchsteinen ausgeführt.

Für den Trassmörtel wurden die für Remscheid angestellten Untersuchungen verwerthet. Der Sandzusatz ist beständig erhöht worden. Von dem ursprünglichen, holländischen Recept:

1 Fettkalk
$1^1/_2$ Trassmehl von Andernach
$^1/_2$ Sand

ist man bei den späteren Bauten bis auf

1 Fettkalk
$1^1/_2$ Trass
$1^3/_4$ Sand allmählich hinaufgestiegen. Letztere Mischung zeigte noch genügende Dichtigkeit und Festigkeit. Die während des Baus vorgenommenen Untersuchungen beschränkten sich auf die Bestimmung des Feinheitsgrades der Mahlung des Trasses. Der Rückstand auf dem 900 Maschensieb durfte 20 Gewichtsprocent nicht übersteigen. Die Materialien wurden vor Eingabe in den Mörteltrichter von Hand vorgemischt. Während der maschinellen Mischung wurde das Wasser nach Bedürfniss, aber möglichst wenig zugesetzt, um die Sackungen des Mauerwerks zu vermindern.

Der Transport des Mörtels erfolgte in Gleiskippwagen (Bremsberg, Aufzug). Die Vertheilung auf der Mauer in Blechkasten von etwa 30 l Inhalt auf der Schulter der Träger.

Die Steine wurden durch von Hand hergestellte Bohrlöcher und Pulversprengungen gewonnen. Ab und zu erweiterte man das Loch vor der Füllung durch einen sogen. Schnürschuss (Dynamit). In allen Fällen lag der Steinbruch in unmittelbarer Nähe und oberhalb der Mauer. Die Steine wurden mit Drahtbürste und Wasserstrahl gereinigt und mittelst niedriger Wagen und Bremsberg dem Vertheilungsgleis auf der Mauer zugeführt. Zwischendurch wurde der Abraum des Steinbruch's in Kippwagen abgefahren.

Krahne wurden nicht verwendet.

Hielt die Gewinnung der Steine nicht mit dem Verbrauch auf der Mauer Schritt, so wurde der Mangel aus dem im Winter gewonnenen Vorrathe ergänzt.

Das fertige Mauerwerk enthält 30—40% seines Rauminhaltes an Mörtel, die Remscheider Mauer — nach einer Angabe des Herrn Ingenieur Todt — sogar 42%. Das Raumgewicht betrug 2300—2400 kgr/cbm. Es wurde an einigen Probewürfeln von 2 cbm Inhalt, welche abgebrochen und in einzelnen Stücken verwogen wurden, festgestellt.

Die Profile der Mauern zeigen entweder eine durchgehende, geradlinige, schwache Dossirung wasserseitig, oder sie sind im oberen Theile stärker dossirt und im unteren senkrecht begrenzt.

Die Kronenbreite ist etwa 4,0 m, die luftseitige Profilbegrenzung aus Kreisbögen und Tangenten zusammengesetzt.

Im Grundriss sind die Mauern nach Kreisbögen von 125—250 m Halbmesser gekrümmt.

Die Berechnung ist zeichnerisch, unter Annahme wagrechter Fugen,

wie dies bei den geringen Höhen zulässig, durchgeführt. Die Grenzlagen der Drucklinie bleiben im mittleren Drittel des Querschnitts.

Sämmtliche Arbeiten und Lieferungen für die einzelnen Bauwerke sind an Generalunternehmungen im engeren Verding vergeben worden.

Der Aushub der Baugrube wurde mit möglichst steilen Böschungen bewerkstelligt.

Die Abführung des Bachwassers über die Baugrube geschah durch eine hölzerne Rinne.

Die Reinigung des Felsens war, wegen seiner vielen Unebenheiten und der fortwährenden Ausspülung der lehmigen Zwischenlagen, welche das Wasser nie klar ablaufen liessen, ausserordentlich schwierig.

Die Fugen wurden mit Cementmörtel vergossen und die Felsoberfläche mit solchem zugedeckt.

In den tiefsten Theilen der Baugrube sind die gekrümmten Fächen zur Aufnahme des Mauerwerks in Cement-Beton hergestellt, welcher zur Vermehrung seiner Dichtigkeit einen Trasszusatz erhielt. (Siehe Th. I Abb. 39).

Die auftretenden Quellen sind in Thonröhren hoch genommen und später vergossen.

Die Mauerung ging in Schichten von etwa 1,0 m Höhe vor sich, welche auf der Wasserseite begonnen und auf der ganzen Länge der Mauer, nach der ansteigenden Luftseite hin, vorgetrieben wurde.

Das Steinanfuhrgleis wurde, sobald die neue Schicht breit genug war, hochgelegt.

Die Abdichtung des wasserseitigen Mauerfusses bestand in einem bis auf die Felsfläche herabgeführten Cementverputz mit bituminösem Anstrich.

Nicht bei allen Mauern ist die Wunde, welche dem Felsen durch das Einlassen der Mauer in denselben geschlagen wurde, durch Ausfüllung der verbleibenden Schlitze mit Beton oder Mauerwerk wieder geschlossen worden.

Die wasserseitige Mauerfläche wurde, nachdem die Fugen ausgekratzt waren, mit Cementmörtel 1 : 2 mit geringem Kalk oder Trasszusatz glatt verputzt. Auf den Verputz ist eine Mischung von Gudron und Theer, oder aber Asphaltlack heiss aufgetragen. Diese Isolirschicht wurde, soweit sie nicht durch die Hinterfüllung geschützt war, in das Innere der Mauer verlegt.

In Remscheid wurde eine Ziegelsteinverblendung mit wagrecht, schwalbenschwanzförmig einbindenden Rippen wasserseitig der Isolirschicht vorgelegt. In Milspe und Altena bestand die Verblendung aus Bruchsteinen.

Bei andern Sperrmauern greifen die Rippen dieser Schutzhülle aufrechtstehend und trapezförmig in die Mauer ein.

Die feuchten Stellen, welche sich an der Remscheider Mauer luftseitig zeigten und dem von den Gesimsen abtropfenden Niederschlagswasser zugeschrieben wurden, gaben die Veranlassung je ein Drainagenetz in geringem Abstand von der Vorder- und Hinterfläche der Mauer bei der Milsper und Altenaer Sperre einzulegen. Die im leichten Gefälle auf die ganze Mauerlänge eingemauerten Sammeldrains entwässern in die Entnahmestollen. (Abb. 29 u. Th. I Abb. 53).

In Abständen von etwa 2,0 m setzen sich stumpf die senkrechten Drains von geringerem Durchmesser auf. Das luftseitige System ergab kein Wasser und ist daher bei einigen Ausführungen weggelassen.

Bei der Beversperre sind schmiedeeiserne Rohre von dem Entnahmestollen aus nach verschiedenen Punkten des Profils gelegt, um Beobachtungen über die

Temperaturvertheilung im Innnern der Mauer vornehmen zu können, ähnlich wie dies Abb. 65 in Th. I zeigt.

Die Entnahmerohre sind ohne Ausnahme in Höhe der Thaloberfläche in einem ausgesparten Stollen durch die Mauer geführt und wasserseitig durch einen Mauerwerkspfropfen eingedichtet. Sie haben sowohl luft- als wasserseitig Verschlüsse (Schieber, Drosselklappen).

Bei den Sperren, welche für die Trinkwasserversorgung dienen, sind die Bäche am Einlauf in das Becken gefasst und eine Ergänzung der Wasserführung derselben durch das Beckenwasser mittelst Entnahme in verschiedenen Höhenlagen vorgesehen. Die Filter und Filtergänge sind theils oberhalb, theils unterhalb des Beckens, theils im Becken selbst angeordnet.

Die Hochwasserüberfälle sind reichlich bemessen. Sie liegen bei einigen Sperren seitlich am Thalhang, bei anderen stürzt das Wasser über einen tieferliegenden, überbrückten Theil der Mauerkrone, der sich in der Mitte der Länge (Altena) oder in der Nähe des Thalhanges (Milspe, Bever) befindet, auf ein gepflastertes Sturzbett hinab.

Die Wupperthalsperren weisen ausserdem noch einen Schlitz auf, welcher unter Ueberfallkrone liegt und in den Jahreszeiten, wo Hochwasser zu erwarten ist, offen gehalten wird.

Dadurch wird ein sogenannter Hochwasserschutzraum geschaffen, welcher die allmähliche Abführung plötzlich eintretender Niederschläge vermittelt. Zur Beobachtung der Sackungen dienen luft- und wasserseitig eingemauerte, verzinkte Höhenmarken in grosser Zahl. Man wäre durch Beobachtung derselben in der Lage gewesen, ungleichmässige oder zu grosse Sackungen zu bemerken und das geeignete zu veranlassen. Ein Fall, der jedoch nirgends eingetreten ist.

Um die wagrechten Bewegungen der Mauer in der Krone zu beobachten, sind sogenannte Visirlinien durch verschiebliche, in der Längsrichtung gegen einander um ein geringes überhöhte Metallspitzen festgelegt. Der Ausschlag der auf der Mauer befindlichen Spitzen kann durch ein kleines Fernrohr mit grosser Genauigkeit bestimmt werden.

V. Italienische Thalsperren.

1. Die Sperre von Cagliari.

Die Mauer wurde im Jahre 1866 zur Bildung eines Beckens für die Wasserversorgung von Cagliari im Thale des Flusses Corongius erbaut.

Sie hat 105 m Kronen- und 50 m Basislänge.

Der Untergrund besteht aus Granit und das Mauerwerk aus Granitbruchsteinen in Mörtel von Fettkalk und römischen Puzzolan.

Die Entnahme erfolgt durch ein Heberrohr von 45 cm Durchmesser, luftseitig mit einem Schieber geschlossen und in einen die Mauer durchdringenden Stollen eingedichtet. Ein zweiter Stollen 3,0 m tiefer mit einem eingedichteten Rohr von 90 cm Durchmesser und Schieberverschluss dient als Grundablass.

Der Ueberfall am rechten Ufer ist 20 m breit und liegt 1,5 m unter Mauerkrone. Am Einlauf des Baches in das Becken befindet sich eine Trockenmauer von 6 m Höhe, welche die Gerölle zurückhält.

2. Die Sperren von Gorzente.

Dieselben dienen der Wasserversorgung von Genua. Sie bilden die Seen von Lagolungo und Lavezze, welche unmittelbar aneinander stossend im Thale des Gorzente liegen. Die untere ist die ältere und im Jahre 1882 erbaut. Ihre Krone ist nur 150 m lang und nach einem Kreisbogen gekrümmt.

Der Baugrund besteht aus Serpentin der unteren Trias, welchem auch die Bruchsteine entnommen wurden. Zum Mörtel wurde hydraulischer Kalk von Casale verwandt.

Die Entnahme erfolgt durch einen Stollen, 20 m unter der Krone. Der Ueberlauf bestand nur in drei Lücken der Brüstungsmauer von je 2,5 m Breite. Die letztere wurde denn auch im Jahre 1885 um 35 cm überströmt und die Sperrmauer durch das abstürzende Wasser erheblich beschädigt.

Hierzu kamen noch Frost und Schnee, welche die Luftseite mit einer dicken Eis-Kruste bedeckten. In Verbindung mit dem geringwerthigen Mörtel hatte dies einen durchgehenden Riss in der Mauer zu Folge, welche sich in ihren oberen Theilen um 15 cm bewegte.

Rechnungsmässige Beanspruchungen in der Bruchfuge von 13,09 kgr/qcm Druck und 5,0 kgr/qcm Zug wurden nachgewiesen. Die Mauer musste, soweit sie sich verschoben hatte, erneuert werden.

Die obere Thalsperre hat eine etwas grössere Kronenlänge und ein ganz erheblich kräftigeres Profil. Die Entnahme erfolgt mittelst eingemauerter Rohre und Schieberverschlüsse in drei Höhenlagen.

Der Stollen, welcher das Wasser nach einem Vorraths-Behälter in der Nähe von Genua führt, nimmt seinen Ausgang am Rande des unteren Beckens (Lavezze).

3. Geplante Sperren.

Die italienische Regierung hat die Hebung der Landwirthschaft durch grosse Stauweiheranlagen zu Bewässerungszwecken in neuerer Zeit besonders ins Auge gefasst.

Sie hat die Ingenieure Zoppi und Torricelli zum Studium derartiger Anlagen nach Algier, Frankreich, Belgien und Spanien entsandt und diese haben eingehende Berichte über ihre Studienreisen erstattet.

Grosse Entwürfe sind aufgestellt, so für die Provinz Emilia und für Sicilien, die leider wegen Geldmangels noch nicht zur Ausführung gekommen sind.

Für Sicilien kamen 10 Becken mit nahe an 500 Mill. cbm Gesammtinhalt für 770 qkm zu bewässernde Niederungen in Frage. Die Stauhöhen lagen zwisch 30 und 55 m, die Kronenlängen zwischen 100 und 600 m, die Krümmung im Grundriss war mit 350 — 1500 m Halbmesser vorgesehen. Für die grösste Sperrmauer sollten 343000 cbm Mauerwerk erforderlich sein. Als Mörtelmaterial war dabei an Ort und Stelle gebrannter Kalk vorgeschlagen, dessen schwach hydraulische Eigenschaften durch Puzzolan - Cement vom Aetna aufgebessert werden sollten.

Der Mauerinhalt wurde ebenso berechnet wie der Beckeninhalt, nämlich nach wagrechten Schichten von 1,0 m Höhe, deren Fläche sich nach dem Thal- und Mauerwerksquerschnitt leicht ermitteln lässt.

Die veranschlagten Preise bewegten sich zwischen 11 und 16 Mk. für den cbm Mauerwerk und 2,6 bis 8,5 Pfg. für den cbm Beckeninhalt.

Letzterer ist auch in Beziehung gesetzt zu dem Inhalt der Sperrmauer und es ergab sich, dass auf 100 cbm Wasser 1—6 cbm Mauerwerk auszuführen waren.

Die jährlichen Regenhöhen wurden zu 400—800 mm beobachtet und es kamen davon 35—40% zum Abfluss. Davon ist noch für die ganze Oberfläche der gefüllten Becken (rd. 30 qkm) ein Abzug von $\frac{1}{10\,000\,000}$ cbm pro Sek. und qm gemacht.

Als Abgabe, welche während 120 Tagen des Jahres für einen ha zu bewässernder Fläche nöthig ist, ist $1^1/_3$ l pro Sekunde angenommen.

VI. Amerikanische Thalsperren.

Amerika ist dasjenige Land, welches sich die Vortheile der Thalsperren in neurer Zeit am meisten zu eigen macht. Namentlich erfolgt die Wasserversorgung der Städte häufig aus solchen künstlichen oder natürlichen Seen. Der Gebrauch, das Trink- und Gebrauchswasser gewissermassen als Rohmaterial zu liefern und den Consumenten die Verbesserung selbst zu überlassen, beseitigt die dort nicht allzugrossen Bedenken gegen etwaige Benachtheiligungen in gesundheitlicher Hinsicht.

Aber auch für Bewässerungs- und industrielle Zwecke und zur Speisung von Schifffahrtskanälen sind derartige Anlagen geschaffen.

Da die Staatsaufsicht an die Standsicherheit der Sperrmauern keine oder keine hohen Anforderungen stellt, auch die Aufstellung der Entwürfe und die Bauausführung nicht immer in den Händen sachverständiger Ingenieure liegt, so sind manche Misserfolge zu verzeichnen.

Der Mangel an gelernten Handwerkern und die hohen Löhne, welche solche beanspruchen, führt dazu, das Mauerwerk auf das sparsamste zu verwenden und Erd- oder Betondämme zu bevorzugen, bei welchen Maschinenkraft in ausgiebigster Weise benutzt werden kann.

Besonders kühne, gemauerte Konstruktionen sind der Bearvalley- und der Sweetwater-Damm. (Abb. 73—76.)

Um ein Bild von der in Amerika üblichen Bauweise zu geben, diene die Beschreibung einiger der grossartigen Sammelweiher-Anlagen für die Wasserversorgung von Newyork, welcher als ein Beispiel eines Beton-Dammes noch die Schilderung der Crystal Springs Thalsperre für San Francisco hinzugefügt ist.

1. Die Sammelweiher der Stadt Newyork im Croton-Gebiet.*)

(Abbildung 38 und 39.)

Die Stadt Newyork liegt bekanntlich auf einer langen, schmalen Halbinsel zwischen den Mündungen des Hudson und Eastriver. Landseitig wird sie durch eine Bucht des Eastriver, Harlemriver genannt, wie durch einen schrägen Schnitt ganz vom Festlande getrennt. (Abb. 38.) Aus dieser Lage, dem felsigen Untergrunde der Stadt und Umgebung, der hohen Einwohnerzahl (zwischen $1^1/_2$

*) Aus der Zeitschr. d. Hann. Arch. und Ing. V. 1899. Heft 2.

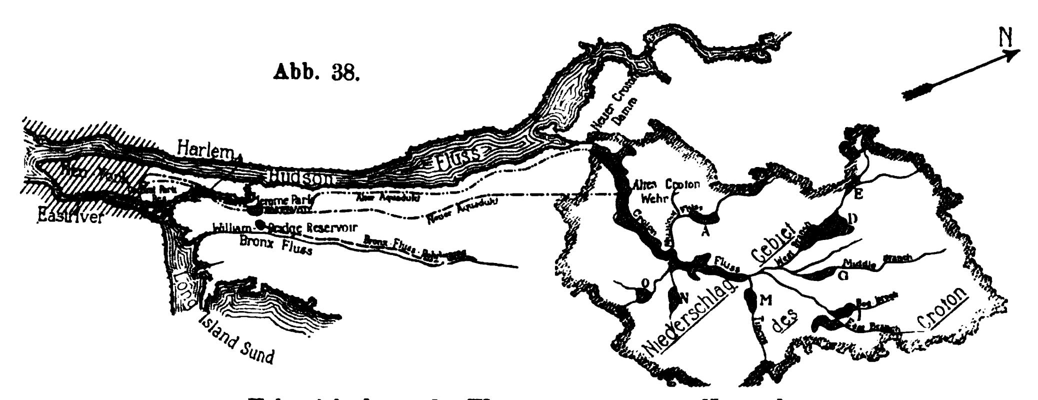
und 2 Millionen) und dem ungewöhnlich grossen Wasserverbrauch von rund 400 l f. d. Kopf und Tag, geht die Schwierigkeit einer ausreichenden Wasserversorgung ohne weiteres hervor.

Nahezu 60 Jahre lang erfolgte dieselbe durch eine Stauanlage im Crotonflusse einem Nebenflüsschen des Hudson. Der in Stein- und Holzbau hergestellte Damm hatte eine Kronenlänge von 84 m und eine Höhe von 15 m über der Sohle. Er schloss ein Becken von 7,5 Milionen cbm Inhalt, 12 m grösster Wassertiefe und 2,4 qkm Oberfläche ab.

Ein überwölbter, 65 km langer Kanal (in Abb. 38 als „alter Aquadukt" bezeichnet) führte das Wasser nach dem alten Vorraths- und Vertheilungs-Behälter im Centralpark.

Der aufgespeicherte Wasservorrath wurde zwar im Laufe der Zeit durch einige natürliche und künstliche Seen im oberen Niederschlagsgebiet des Croton vermehrt, doch erwies sich schon im Jahre 1882 die höchste Leistungsfähigkeit des Zuleitungskanals, von 400000 cbm täglich, nicht mehr als ausreichend. Es

Abb. 38.



Uebersichtskarte der Wasserversorgung von Newyork.

wurde daher nach vorbereitenden Ermittelungen durch Gesetz vom 1. Juni 1883 — die sogenannte „Aqueduct Act" — ein aus 6 Mitgliedern bestehender Ausschuss ins Leben gerufen, und ihm der Auftrag ertheilt, die nöthigen Schritte zum Bau neuer Sammelbecken, sowie eines neuen Aquaduktes von hinreichender Leistungsfähigkeit zu thun, damit alles aus dem Niederschlagsgebiet des Croton gewinnbare Wasser nach der Stadt geführt werden könne.

Die Aufmerksamkeit richtete sich zunächst auf den neuen Aquadukt, (Abb. 38 und 39) für dessen einzelne Abtheilungen schon Ende 1884 Verträge abgeschlossen wurden; ebenso auf die Ausführung des Sodom-Dammes zur Bildung eines weiteren Stausees, welche 1887 genehmigt wurde. Diesen Anlagen sollte dann die Ausführung des grossen Quakerbridge-Dammes an Stelle und unterhalb des alten Wehres folgen. Der Aquadukt näherte sich bereits seiner Vollendung — er wurde am 15. Juli 1891 seiner Bestimmung und der Aufsicht des Department of public works endgültig übergeben — als die neu bestellten Mitglieder des Ausschusses zu der Ueberzeugung kamen, dass der Bau des Quakerbridge-Dammes zu lange Zeit in Anspruch nehmen würde, um den rasch wachsenden Wasserbedarf rechtzeitig decken zu können. Zur Vermeidung einer Nothlage in der Wasserversorgung der Stadt beschloss man daher, die Frage der Erbauung dieses Dammes, der bei 82 m Stauhöhe wohl der grösste seiner Art gewesen sein würde, bis auf weiteres offen zu lassen und zunächst mehrere kleinere

Sammelbecken auszuführen, deren rechtzeitige Fertigstellung erhofft werden durfte. Diese Becken waren behufs weitgehendster Ausnutzung des Niederschlagsgebietes im ursprünglichen Entwurf gleichfalls vorgesehen; doch sollte ihre Ausführung derjenigen des Quakerbridge-Dammes folgen. Jetzt wurde die Reihenfolge nothgedrungen umgekehrt. Dabei hoffte man zugleich, dass die bei den kleineren Thalsperren gesammelten Erfahrungen dem Riesenbau des Quakerbridge-Dammes zu Gute kommen würden und dass ferner eine wesentliche Ersparniss an Baukosten-Zinsen erzielt werden könne.

Die zeitraubenden Untersuchungen des Baugrundes im Crotonthal, unterhalb des alten Wehres bis zur Mündung in den Hudson durch Diamant-Bohrungen



Abb. 39.

wurden indessen fortgesetzt. Ein Reihe von Bohrlöchern waren dem Flusse gleichlaufend bis auf den Felsen niedergetrieben und überall da, wo dieser in geringer Tiefe anstand, das Thal in seiner ganzen Breite abgebohrt. Es stellte sich dabei heraus, dass, wenn an einem Thalhang die Verhältnisse günstig lagen, der Fels am gegenüberliegenden Hang in unerreichbarer Tiefe verschwand.

Schliesslich wählte man für den Bau eine Stelle, welche 1800 m oberhalb des ursprünglich beabsichtigten Quakerbridge-Dammes, bei Cornell's site lag. Das neu zu schaffende Becken sollte unterhalb der Mündung des Muscoot in den Croton durch einen verhältnissmässig kleinen Erddamm, den Muscoot-Damm, gewissermassen in 2 Theile zerlegt werden (Abb. 51), um die für die Umgebung gesundheitsschädlichen Schwankungen des Spiegels verhüten zu können. Im August 1892 wurde der Vertrag mit dem Unternehmer abgeschlossen und unmittelbar darauf mit den Arbeiten begonnen.

Das Niederschlagsgebiet der Croton-Sperre bei Cornell's site war, im Verhältniss zum Fassungsvermögen des Sees, trotz der bereits abgesperrten Gebiete immer noch gross genug, um zwei weitere Becken versorgen zu können,

welche unter der Bezeichnung N und O geplant sind (Abb. 39). Die grosse Entfernung der Stauseen von der Stadt wies ferner mit Nothwendigkeit auf die Errichtung eines zweiten Vorraths- und Vertheilungsbeckens in der Nähe derselben hin, um bei Betriebsstörungen in den beiden Aquadukten die Versorgung nicht unterbrechen oder beschränken zu müssen. Bei der hierdurch bedingten Grösse des Beckens war es ausgeschlossen, auf der Halbinsel der City ein geeignetes Gelände zu finden; doch gelang es, landseitig des Harlemflusses, noch innerhalb des Stadtgebietes, im sogenannten Jerôme-Park, eine ausreichende Landfläche zu erwerben. (Abb. 38.)

Als Grundlagen für die Bemessung der Niederschlagsgebiete und Beckeninhalte lagen aus den Jahren 1870—94 die Beobachtungen der Regenhöhen bei Boyd's Corner und der Abflussmengen beim alten Crotonwehr für ein Niederschlagsgebiet von 880 qkm vor. Danach halten sich die jährlichen Regenhöhen zwischen 0,96 bis 1,40 m, während die Abflusshöhen zwischen 37 und 63% der Regenhöhen schwanken. Die niedrigste Abflusshöhe von 38,3 cm wurde bei 96,3 cm Regenhöhe im Jahre 1880 beobachtet. Unter Zugrundelegung des Mindestabflusses vermag das Niederschlagsgebiet von 927 qkm oberhalb des New-Croton-Dammes täglich etwa 1 Million cbm zu liefern. Die Ausnutzung dieser Abflussmenge knüpft sich an die Voraussetzung, dass es möglich ist, etwas über 200 Millionen cbm — also den vollen Bedarf für zweihundert Tage — aufzuspeichern.

Bei der Bemessung des Inhalts der angelegten und geplanten Becken ist man noch darüber hinausgegangen, weil man einmal in günstigen Jahren bedeutend mehr auffangen kann, andererseits die Becken nicht bis zum letzten Tropfen ausnutzen darf. Demgemäss werden die fertigen Thalsperren die nachstehend zusammengestellten Inhalte und Niederschlagsgebiete besitzen, auch ist daselbst der Inhalt der beiden Vertheilungsbecken mit angegeben.

Vor Vollendung der Becken N und O umfasst das Niederschlagsgebiet des New Crotonstaues 470 qkm. Die Becken 1 und 5 ergänzen einander, indem der Ueberschuss des kleineren Boyd's Corner-Beckens dem grösseren Carmel-Becken zufliesst. Es kommt daher mit Ausnahme des unter 4) genannten Doppelbeckens auf 1 Million cbm Beckeninhalt ein Niederschlagsgebiet von 2—3 qkm. Das überlaufende Wasser der oberen Becken geht nur dann verloren, wenn der gewaltige Crotonsee vollständig gefüllt ist.

Zusammenstellung der Inhalte und Niederschlagsgebiete der fertigen Thalsperren.

Bezeichnung der Stau- und Vertheilungsbecken	Gesammt-Inhalt Mill. cbm	Niederschlagsgebiet qkm	Niederschlagsgebiet auf 1 Mill. cbm Inhalt qkm
I. Staubecken.			
1. Boyd's Corner-Becken	10,3	55,72	rd. 5
2. Middlebranch-Becken	22,0	53,33	„ 2,5
3. Amawalk-Becken	26,5	47,63	2
4. Eastbranch- (Sodom- und Bog-Brook-) Becken	34,2	200,00	6
Zu übertragen	93,0	356,68	

Bezeichnung der Stau- und Vertheilungsbecken	Gesammt-Inhalt Mill. cbm.	Niederschlags-gebiet qkm	Niederschlags-gebiet auf 1 Mill. cbm Inhalt qkm
Uebertrag	93,0	356,68	
5. Carmel-Becken	34,0	50,72	1,5
6. Titicus-Becken	27,1	59,28	2
7. Becken N	—	76,62	—
8. Becken O	—	45,00	—
9. New Croton-Becken	121,0	349,00	3
II. Vertheilungs-Becken.			
10. Im Jerôme-Park	5,7	—	—
11. Im Central-Park	3,8	—	—
Zusammen	284,6	937,30	—

Die städtischen Behälter im Central- und Jerôme-Park haben zusammen einen Inhalt von 9500000 cbm, also einen Vorrath von etwa dreizehn Tagen, jeder zu 730000 cbm gerechnet. Die übermässige Senkung des Wasserspiegels würde jedoch bei beiden Behältern einen beträchtlichen Druckhöhenverlust und damit grosse Misstände für die Abnehmer zur Folge haben, sodass man thatsächlich höchstens auf sechs Tage rechnen kann. Gewiss kein grosser Vorrath bei der Länge der Zuleitung und den verhängnissvollen Folgen eintretenden Wassermangels.

Beschreibung einzelner Anlagen.

a) Der Doppelbehälter des Sodom- und Bog-Brook-Beckens (Abb. 40 und 41)

Je mittelst eines besonderen Dammes ist der Ostarm des Croton und der Bog-Brook, kurz oberhalb ihrer Vereinigung beim Dorfe Sodom, aufgestaut. Die Hauptabmessungen des Ostarm-(Sodom)-Dammes betragen:

Kronenlänge	153,00 m
Kronenbreite	3,66 „
Grösste Grundmauerstärke	16,00 „
„ Höhe über der Grundsohle	30,06 „
„ „ „ „ Thalsohle	23,8 „

Der Felsen des Baugrundes war derart zerklüftet und zersetzt, dass man bedeutend tiefer ausschachten musste, als man ursprünglich angenommen hatte. Hierdurch wurde wieder ein besonderer Hangkanal, zur Ableitung des Flusses während der Bauzeit, erforderlich.

Die Felssohle wurde sorgfältig mit Drahtbesen und Wasserstrahl gereinigt, die Unebenheiten wurden mit Cementbeton ausgeglichen und die auftretenden Quellen in kleinen Brunnen gefangen, ausgepumpt und mit trockenem Mörtel und Steinen verstopft. Der Mörtel für die unteren und oberen Abschnitte der Mauer bestand aus einem Theil Portlandcement und zwei Theilen Sand, für die mittleren aus einem Th. Cement und drei Th. Sand. Das Bruchsteinmauerwerk ist mit eng gefugten Werksteinen verblendet. Das Bauwerk erwies sich bis auf fast unmerkbare Ausschwitzungen als wasserdicht.

Zur Beförderung der Baustoffe diente, ausser zahlreichen Auslegerkrahnen

mit Flaschenzügen, ein über 200 m frei, zwischen zwei verankerten Thürmen, über die Mauer gespanntes Drahtseil von 5 cm Durchmesser.

Ein 183 m langer, 2,7 m hoher Flügel-Erddamm mit einem Kern von Bruchsteinmauerwerk schliesst sich, unter 90° thalabwärts biegend, an das rechte Mauerende an und setzt sich in einem gemauerten, 152 m langen und 2,4 m hohen Ueberfall bis an den hochwasserfrei gelegenen Thalhang fort (Abb. 40). Das abstürzende Wasser fliesst in breiter Rinne dem alten Bette zu. Dahin gelangt auch das Nutzwasser, nachdem es einen wasserseitig angebauten Thurm mit Ueberfall und Schützenverschlüssen in verschiedenen Höhenlagen, sowie zwei die Mauer in Thalsohlenhöhe durchdringende Rohre von je 1,2 m Durchm. durchflossen und sich in einem kreisförmigen Becken von 25 m Durchm. beruhigt hat.

Abb. 40. Sodom und Bogbrook-Damm. Lageplan.

Für die Absperrung des Bog-Brook wurde ein Erddamm für ausreichend erachtet. Derselbe ist in der Krone 400 m lang und 7,5 m breit und an der tiefsten Stelle 20 m hoch. In seinem Innern befindet sich eine Kernmauer von 1,2 m oberer und 3,05 m unterer Breite, welche in den festen Felsen eingelassen ist. Die wasserseitige Erdböschung (2 : 1) ist gepflastert, die luftseitige ($2^1/_2$: 1) mit Grasnarbe belegt. Der Boden wurde von beiden Seiten gleichmässig, in 15 cm starken Lagen um die Kernmauer geschüttet, gut angenässt und abgewalzt. Besondere Sorgfalt ist auf den Anschluss an die Mauer verwendet. Die Herstellung der letzteren eilte der Dammschüttung stets mindestens 0,6 m an Höhe voraus.

In die Kernmauer ist ein Entnahmethurm eingebaut, mit einem etwas unter Dammkronenhöhe liegenden Ueberfall, einem Entnahmerohr von 0,9 m Durchmesser in mittlerer Höhe und einem ebensolchen in der Höhe der Thalsohle. Zum vollständigen Abschluss des Beckens in Hochwasserlinie gegen das Thal eines benachbarten Baches ist in der Verlängerung des Hauptdammes ein Hülfsdamm geschlagen (Abb. 40). Seine Länge übertrifft die des Hauptdammes, während seine höchste Erhebung nur 7,50 m beträgt.

Ein nennenswerthes, eigenes Niederschlagsgebiet besitzt das Bog-Brookbecken, welches eine grösste Stauoberfläche von 1,66 qkm aufweist, nicht.

Es war daher auch weniger ein Ueberfall für das Hochwasser, als eine Verbindung mit dem Sodombecken erforderlich, welche durch einen 720 m langen Tunnel von 3,05 m Durchm. mit Backsteinverblendung und Bruchsteinhintermauerung gebildet ist. An der Stelle, wo die Krone des Bog-Brook-Hauptdammes den linken (östlichen) Thalhang schneidet, ist ein doppelter Schützenschacht,

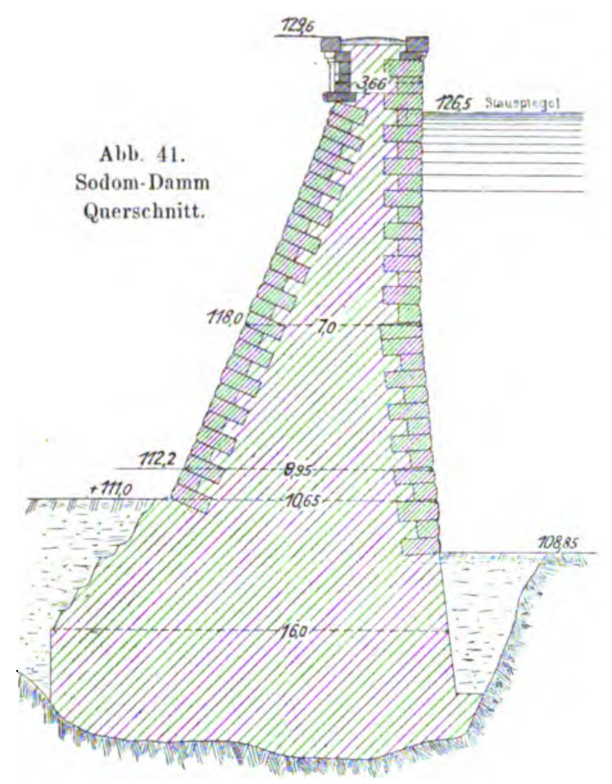


Abb. 41.
Sodom-Damm
Querschnitt.

von oben zugänglich, in den Tunnel eingebaut. Er ist beiderseits mit doppelten Dammfalzen versehen. Die Becken können durch diese Einrichtung, bei etwaigen Ausbesserungsarbeiten von einander getrennt werden. Die Tunnelsohle liegt etwa 6,0 m über der Thalsohle der Becken.

Die Arbeiten für das Doppelsammelbecken umfassten u. a. über

100 000 cbm Erdaushub und Dammschüttung,
27 000 „ Felsaussprengung,
27 000 „ Bruchsteinmauerwerk.

Die Kosten betrugen 3,6 Mill. Mk.

b) Der Titicus-Damm (Abb. 42—50)

Das Titicus-Becken wird durch Abschluss des Thales des Titicus, eines linksseitigen Nebenflusses des Croton gebildet (Abb. 39 u. 42). Der Damm liegt kurz oberhalb der Haltestelle Purdy und besteht aus Bruchsteinmauerwerk mit Werksteinverblendung (Abb. 43). Seine grösste Höhe beträgt 40,8 m über der Grundsohle; die Länge der Mauer, einschliesslich eines 61 m langen, abgetreppten Ueberfalles, ist 163 m (Abb. 42—47). Die rechtseitige Hauptmauer wird wasserseitig beinahe ganz von einem Erddamme umfasst. Die Krone des letzteren liegt auf kurzer Strecke in der Verlängerung der ersteren, biegt dann, dem Titicusbette folgend, flussaufwärts ab und erreicht endlich, nahezu in der ursprünglichen Richtung, den Thalhang (Abb. 42). Diese Lage erschien nach zahlreichen, sorgfältigen Bohrungen, der Kosten wegen und aus geologischen Rücksichten, als die vortheilhafteste. Links schiesst in die Flügelmauern des Ueberfallendes, gleichfalls zurückbiegend, ein kurzer Erddamm hinein, welcher die Verbindung mit dem linksseitigen Hang herstellt.

Die Erddämme,

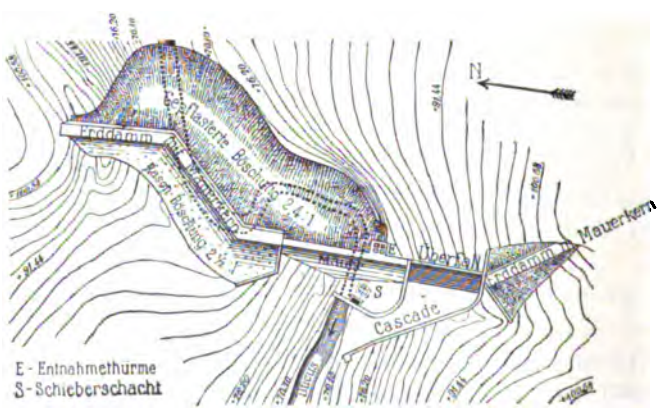


Abb. 42. Titicusdamm. Lageplan.

von insgesammt 300 m Länge, sind in der früher beschriebenen Art mit beiderseitigen Böschungen ($2^{1}/_{2}$: 1) um eine Bruchsteinkernmauer geschüttet (Abb. 44). Diese steht in weiterer Entfernung vom Flussbett nur auf einer festen Erdschicht, weil der Felsen, ohne unverhältnissmässigen Aufwand von Zeit und Geld, nicht zu erreichen war.

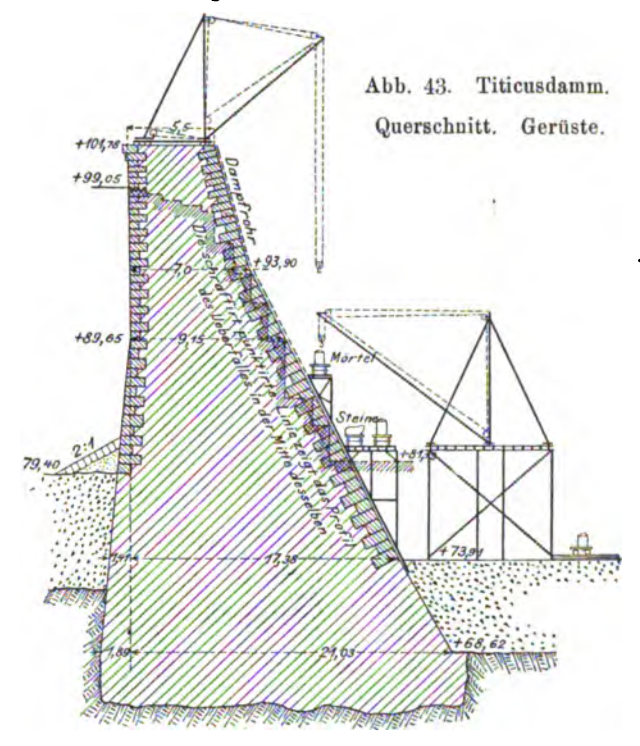


Abb. 43. Titicusdamm. Querschnitt. Gerüste.

Die 9,15 m breite Erddammkrone und die 5,5 m breite Mauerkrone erheben sich 2,75 m über dem Ueberfall.

Nach dem Ueberfall zu ist wasserseitig an die Hauptmauer ein Entnahmethurm angebaut, mit Schützöffnungen in drei verschiedenen Höhen (Abb. 45 und 46). Das Wasser wird in zwei nebeneinander befindlichen Rohren von 1,2 m Durchm. durch die Mauer geführt und kann an der Luftseite durch eingebaute Schieber nochmals abgesperrt werden. Die grösste nutzbare Wassertiefe beträgt rd. 30 m.

Die Vertragspauschsumme belief sich auf 4 Mill. Mk. und begriff u. a.

420 000 cbm Erdaushub,
29 100 „ Felsaushub,
318 000 „ Dammschüttung,
1 500 „ Beton,
6 000 „ Werksteine,
11 000 „ Ziegelsteinmauerwerk und Asphalt,
8 500 „ Trockenmauerwerk und Pflaster.

Die verwendeten Steine hatten nicht über 1 cbm Grösse. $^{1}/_{6}$ der Gesammtmenge bestand aus Steinen solcher Grösse, dass 2 Mann zum Transport

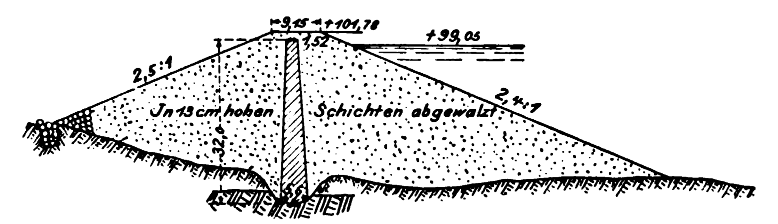


Abb. 44. Titicusdamm. Querschnitt durch den Erddamm.

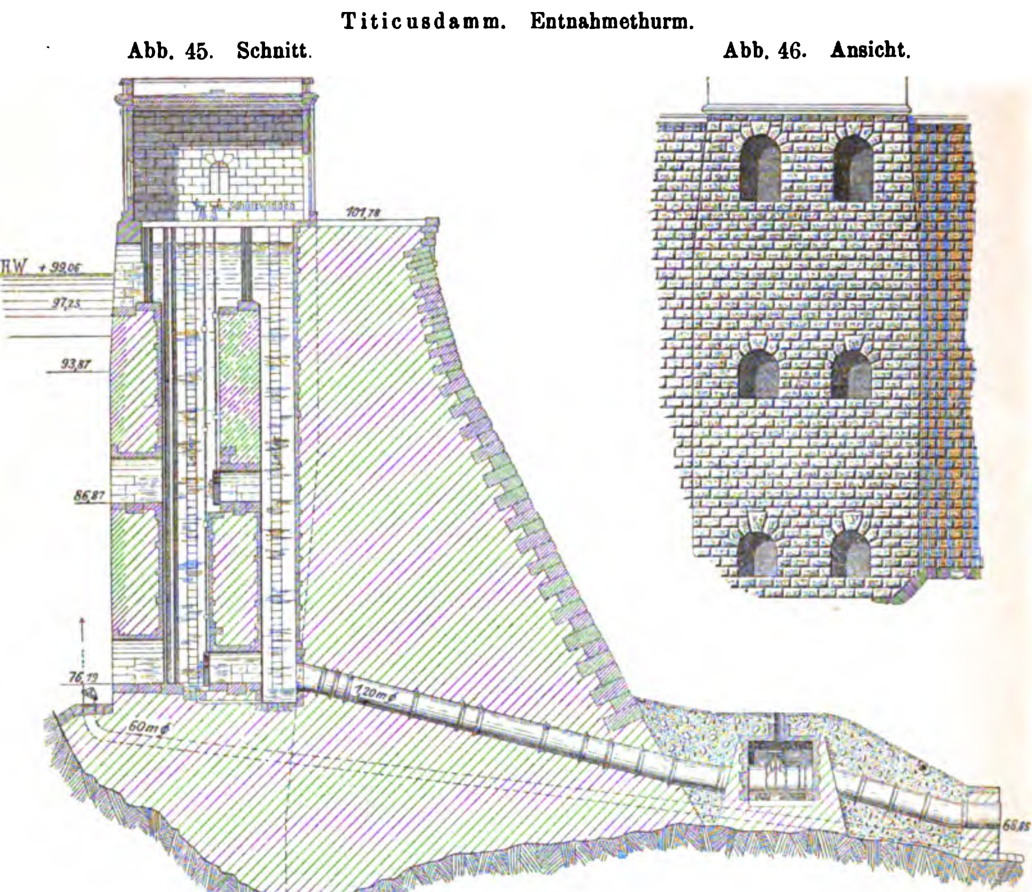
eines derselben genügten. Die besten Steine wurden in der Nähe der Aussenflächen mit möglichst engen Fugen verlegt. An den am stärksten beanspruchten Stellen und an den Kanten kam Granitverblendung zur Anwendung. Die Mauerwerks-

schichten bewegten sich zwischen 38 und 75 cm Höhe. Die Ansichtsflächen wurden nach Vollendung des Baues mit Cementmörtel 1:1 ausgefugt.

Während der Hauptbauzeit waren 1 Bauaufseher, 7 Vorarbeiter, 37 Maurer, 7 Krahnwärter, 10 Schmiede, Zimmerleute und Maschinisten, 7 Sandsieber, 15 Mörtelmischer, 14 Stein- und Mörtelträger, 30 Handlanger und Arbeiter, sowie 6 Gespanne an der Mauer in Thätigkeit. Im Steinbruch waren unter 1 Aufseher und 4 Vorarbeitern 56 Steinhauer, 7 Maschinisten, 11 Krahnwärter, 3 Maschinenbohrmeister mit Gehülfen, 39 Arbeiter mit Handbohrern, 6 Schmiede und Geräthe-schärfer, 1 Heizer und 36 andere Arbeiter thätig. Die Beförderung der Steine

Titicusdamm. Entnahmethurm.

Abb. 45. Schnitt. Abb. 46. Ansicht.



erforderte einen Lokomotivführer, 10 Seilbremser und Zeichengeber, 3 Wagenschieber und 3 Maulthiere mit Treibern.

Die Ausschachtung und Gründung machte eine Verlegung des Flusses erforderlich (Abb. 47). Durch eine vorläufig angelegte Thalsperre wurde er rd. 600 m oberhalb aufgestaut und in einem Hangkanal über die Baugrube und wieder in das alte Flussbett zurückgeführt. Der Hangkanal bestand in der Kreuzungsstrecke mit dem Bauplatz auf rd. 170 m Länge aus einem hölzernen Gerinne von 2,4 × 2,4 m benetztem Querschnitt. Das gewonnene Gefälle wurde auf der Luftseite der Mauer durch einen Zweigkanal und eine Turbine für den Betrieb des Mörtelwerkes ausgenutzt.

Nachdem die Mauer die Höhe der Rinnensohle erreicht hatte, leitete

man das Wasser in den dicht daneben liegenden Schieberthurm und mit Hülfe der beiden Entnahmerohre von 1,2 m Durchm. (in Abb. 47 sind dieselben punktirt eingetragen) durch die Mauer nach der Turbine. Bei Hochwasser wurde der vorläufig angelegte Staudamm in einem 24 m langen, aus Balkenlagen und Steinen hergestellten Ueberfall und theilweise auch das Gerinne überströmt. Das Wasser staute sich hinter der endgültigen Mauer an. Für dieses, sowie für das Niederschlags- und Quellwasser des Zwischenraums der Dämme war unterhalb der beiden Hauptentnahmerohre noch ein mittelst Klappe verschliessbares Rohr von 60 cm Durchm. durch die Mauer geführt (Abb. 45). Dasselbe ist als Grundablass endgültig beibehalten. Waren alle drei Rohre vereint nicht im Stande, das Wasser zu bewältigen, so diente eine in der Hauptmauer für diesen Fall gelassene, niedrige Lücke als vorläufiger Ueberfall.

Abb. 47. Titicusdamm. Betriebseinrichtung des Bauplatzes.

Veranlasst durch die Eigenart des Titicus als Gebirgsstrom, hatte der Unternehmer Zeichnungen und Anschläge für eine vollkommenere, den grössten zu erwartenden Hochfluthen genügende Wasserabführung eingereicht. Der Oberingenieur der Stadt Newyork hielt indessen, aus Sparsamkeitsrücksichten, eine den gewöhnlichen Hochfluthen (33,4 cbm/Sek.) entsprechende Ableitung für ausreichend, welche dennoch 150000 Mk. kostete. Die Folge davon war, dass, ehe noch der Hauptdamm eine solche Höhe erreicht hatte, um dem unterhalb gelegenen Bauplatz Schutz bieten

zu können, zwei Hochfluthen die Dämme des Hangkanals zerstörten und erhebliche Verwüstungen anrichteten.

Der Erdaushub der Baugrube geschah von Hand, während die Dammerde an hochgelegenen Punkten innerhalb des Beckens mit der Dampfschaufel entnommen wurde.

Ein grosser Theil des Grundfelsens konnte, da er zersetzt war, durch Handarbeit entfernt werden, der Rest wurde durch Maschinenbohren und Dynamitsprengungen beseitigt. Zur Wasserhaltung genügte eine Duplexpumpe, aushülfsweise von einem Pulsometer unterstützt. Grosse Kosten verursachte die Auffindung eines brauchbaren Bruchsteines. Manches Bohrloch musste vergeblich niedergetrieben werden, bis man endlich in einem 1,8 km entfernten, aber hoch am rechten Thalhang gelegenen, steilen Hügel geeignetes Gestein fand. Dasselbe bestand aus einem unregelmässig durchklüfteten Granit, der an der Oberfläche etwas verwittert war, sich darunter aber als gesund nnd fest erwies. Er wurde mittelst Pulversprengungen gelöst, wodurch viel Abfall entstand. Trotzdem konnten genügend Werkstücke und Bruchsteine gewonnen werden. Der Abfall diente zu Pflastersteinen oder wurde im Steinbrecher zu Schotter (von 5 und 2,5 cm Korn) verarbeitet.

Der Steinbruch war mit einer Dampfkesselanlage, stehenden und fahrbaren Krahnen, Bohr- und Steinbrechmaschinen, Ausbesserungswerkstätte und Steinwäsche ausgerüstet. Ein zweckmässig eingerichteter Bahnhof mit Weichenverbindungen erleichterte die Abfuhr der beladenen und die Anfuhr der leeren Schmalspurwagen (90 cm). Die erstere erfolgte im grössten Gefälle von 1:50 durch die Schwerkraft, die letztere durch Maulthiere. Die derart betriebene Strecke hatte rd. 300 m Länge und endigte an der Bremsscheibe eines 700 m langen Bremsberges. Dort mussten die aus 4—5 Wagen bestehenden Züge angehalten werden, um das Drahtseil ein- oder auszuhängen, welches die beladenen, hinuntergehenden Wagen mit den leeren, durch das Ladungsübergewicht heraufgezogenen, verband. Für den Fall, dass die Wagenbremsen versagen sollten, war ein schwerer, in wagrechter Ebene drehbarer Baum in Höhe der Radachsen über das Gleis gelegt und wurde im geschlossenen Zustande in dieser Lage durch Krampen und Splint festgehalten. Nach Entfernung des Splintes veranlasste ein Gegengewicht die selbstthätige Oeffnung des Schlagbaums im Sinne des herabfahrenden Zuges. Dann aber hatte man die Bewegung schon durch die Drahtseilbremse in der Hand: Das sich aufwickelnde Seil der ankommenden, leeren Wagen schlang sich um zwei hintereinanderstehende, senkrechte Rillenscheiben in mehrfachen Windungen, ehe es den ablaufenden, beladenen Wagen folgte. Auf derselben Achse mit den Seilscheiben sassen Bremsscheiben, deren Bänder mittels Hebel, einzeln oder auch beide zugleich, gehandhabt werden konnten. Das Gefälle des Bremsberges ist nach Abb. 48 mit Rücksicht auf das leichte Anfahren und Anhalten und auf eine möglichst grosse Geschwindigkeit vertheilt (16 km in der Stunde).

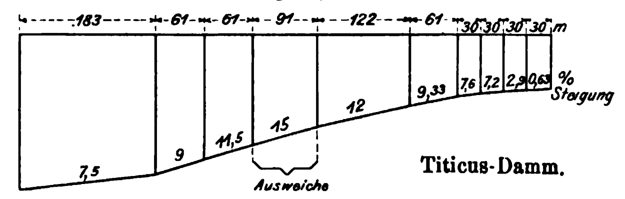


Abb. 48. Gefälle des Bremsbergs.

Eine Eigenthümlichkeit ist die dreischienige Anordnung des Bremsberggleises, welche in der Mitte der Länge, wo der auf- und absteigende Zug sich begegneten, eine Ausweiche erforderlich machte, während das Ein- und Ausfahren

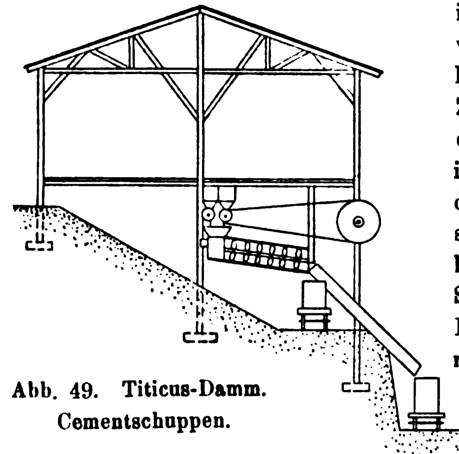
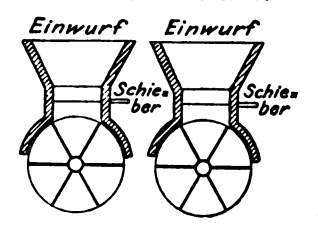
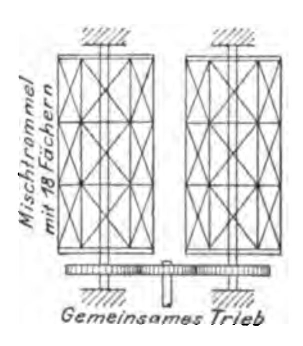


Abb. 49. Titicus-Damm. Cementschuppen.

in die getrennten Gleise durch Schleppweichen ermöglicht wurde. Der Bremsberg hat ohne erheblichen Unfall etwa 80000 Züge auf und ab befördert. Vom Fusse desselben erfolgte die Weiterbeförderung in schwachem Gefälle mittelst Lokomotive durch eine am oberen Ende des rechtsseitigen Dammes gelassene Lücke bis zum luftseitigen Fusse der Mauer. Hier, im Schutze derselben befanden sich alle übrigen Betriebseinrichtungen, bis auf eine Sägemühle für das in der Nähe des Baues geschlagene Gerüstholz, die Arbeiterwohnungen, sowie einige Ställe und Schuppen, welche an hochgelegenen Punkten im Innern des künftigen Beckens Platz gefunden hatten. Hier endigten auch die zur Versorgung der Baustelle angelegten Ladegleise der flussaufwärts kommenden Newyork - Central - und Hudsonfluss-Bahn. Der angefahrene Cement und der im Innern des Beckens gewonnene Sand wurde in besonderen Lagerhäusern geborgen (Abb. 47 und 49). Der Sandbehälter von rd. 100 cbm Inhalt war mit einer Heizschlange für Dampf versehen, um den Sand zu erwärmen oder ihn aufzuthauen. Der verwendete Dampf gab, sich verdichtend, den Rest seiner Wärme in einem zweiten Behälter an das Mörtelwasser ab. Diese Vorrichtungen ermöglichten auch bei leichtem Frostwetter die Fortsetzung der Maurerarbeiten. Unterhalb des Lagerbodens für Cement und Sand befanden sich die Mess- und Mischvorrichtungen (Abb. 49 und 50). Die erstere bestand aus zwei nebeneinanderliegenden Trommeln, welche ihren Antrieb von ein und demselben Zahnrad empfingen. Durch vier radiale Ebenen: Die Endscheiben und zwei mittlere Scheiben, zerfiel jede Trommel in achtzehn radiale Fächer. Die 2×3 jeweilig obenstehenden Fächer entsprachen 2×3 senkrechten Schächten, deren Aussenwände die Fächertrommeln mit Flanschen umschlossen. Ueber den Schächten im Fussboden des Lagerraumes befanden sich die Einwurfstrichter, welche durch beständiges Einschaufeln gefüllt erhalten wurden. Die Schächte konnten über der Trommel einzeln durch Schieber verschlossen werden, wodurch sich das Mischungsverhältniss beliebig regeln liess. Schloss man z. B. zwei Cementschächte und liess alle drei Sandschächte offen, so erhielt man das Verhältniss 1 : 3.

Abb. 50. Titicus-Damm. Messvorrichtung für Cement und Sand.





Die abgemessenen Mengen fielen in den darunter befindlichen Einwurf eines offenen, kräftig gebauten Mörteltroges von 1,10 m Durchm. und 2,7 m Länge. Eine vor Verstaubung geschützte, gut geölte Welle bewegte das Mischgut mit ihren radialen, schräg gestellten Schaufeln nach dem Ende des Troges, von wo aus es in die Beförderungsgefässe fiel. Die Schaufeln strichen dicht an der Blechwand des Troges hin.

Sie waren durch die durchbohrte Achse gesteckt und am Ende mit einer Schraube befestigt, konnten also leicht ausgewechselt werden. Beide Vorrichtungen wurden von einer gemeinschaftlichen Welle angetrieben, welche durch eine Drahtseilübertragung von der schon erwähnten Turbine in Bewegung gesetzt wurde. Die Leistungsfähigkeit der beiden vorhandenen Mess- und Mischvorrichtungen entsprach dem Tagesbedarf von rund 57 cbm Mörtel. Sorgfältige Mörtelprüfungen gewährten die Sicherheit, dass der Cement stets bedingungsgemäss geliefert wurde.

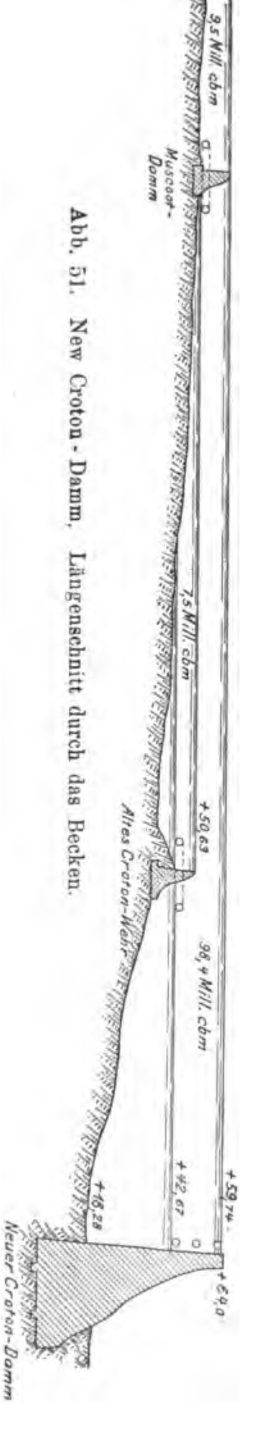


Abb. 51. New Croton-Damm, Längenschnitt durch das Becken.

Die Wasserversorgung des Baues geschah von einer niedrigeren und einer höheren Abdämmung eines Nebenflüsschens des Titicus. Die Leitung erstreckte sich längs des ganzen Sperrdammes. Für die obersten Theile des Bauwerkes half eine kleine Pumpe dem mangelnden Leitungsdrucke nach. Der Kraftbedarf wurde, ausser durch die Turbine, durch eine bewegliche Kesseleinrichtung gedeckt, welche zur Gewinnung von 200 PS. ausreichte. Der Dampf gelangte durch ein weitverzweigtes, gegen Wärmeabgabe grösstentheils geschütztes Leitungsnetz an seine Verwendungsstelle.

Elektrisches Licht kam nicht zur Anwendung, sondern es wurden Erdölfackeln von je 2000 Kerzen Leuchtkraft benutzt.

Die Mauersteine wurden theils unmittelbar vom Steinbruch, theils von einem Vorrathshaufen am rechtsseitigen Hang, im Gefälle einem zweigleisigen Gerüst am Fusse der Mauer zugeführt, wobei die kleineren Steine in besonderen Kasten verladen waren (Abb. 43 und 47). Der Mörtel kam in Höhe der Thalsohle in Eimern von $^3/_4$ cbm Inhalt auf Radgestellen an und wurde von einem Krahn auf ein über den Steingleisen an die Mauerschräge angeschmiegtes Mörtelgleise gehoben. Die ganze Mauer war von sieben auf der Mauer aufgestellten Dampfderricks mit Auslegern von $10^1/_2$—18 m Ausladung beherrscht. Dieselben vermittelten die Beförderung von den Gleisen nach der Verwendungsstelle, ohne dass eine Umladung aus einem Gefäss in andere nöthig gewesen wäre. Mit dem Anwachsen des Mauerwerks veränderten auch die Derricks daselbst ihre Höhenlage. Die jeweilige Mauerkrone war, bis auf die Lücke für das Hochwasser und abgesehen von den Unebenheiten des absichtlich eingehaltenen, unregelmässigen Verbandes, wagrecht.

c) Der neue Croton-Damm bei Cornell's site (Abb. 51—55).

Derselbe liegt 5 km oberhalb der Mündung des Croton in den Hudson und 5,4 km unterhalb des alten Crotonwehr's (Abb. 38 und 51). Der höchste Stauspiegel wird bei Ord. 59,74 erreicht, so dass dann die alte, in 50,63 m Höhe liegende Dammkrone überstaut und der Scheitel des für den Abschluss des obersten Theiles des

Beckens geplanten Muscoot-Dammes vom Wasserspiegel eben berührt wird (Abb. 51).

Das alte Croton Becken enthält nur 7,572 Mill. cbm; das Muscoot-Becken wird 9,465 Mill. cbm. die nutzbare Schicht des New Croton-Beckens dagegen rd. 100 Mill. cbm fassen. Der Hochwasserspiegel des Centralpark-Sammelbeckens liegt auf + 36,34 und derjenige des beabsichtigten Jerômepark-Beckens auf 40,11. Die Entnahmeöffnung des neuen Aquaduktes konnte daher, um das nöthige Gefälle zu gewinnen, nicht tiefer als auf + 42,7 angeordnet werden. Zwischen dieser Höhe nnd der Sohle des Thales (an der Mauer + 14,28) bleibt eine

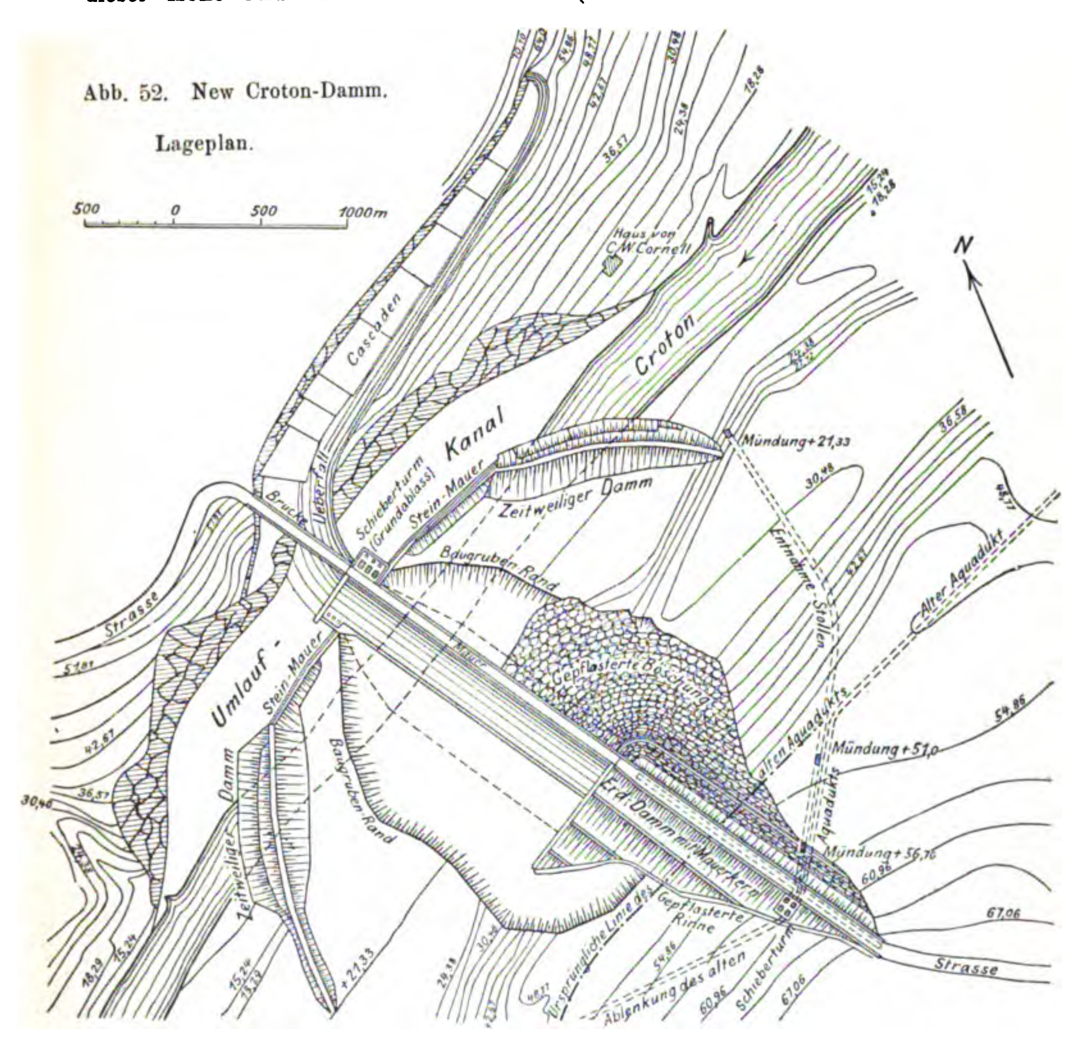


Abb. 52. New Croton-Damm.

Lageplan.

bedeutende Wassermenge (nach der oben gegebenen Zusammenstellung 121—100=21 Mill. cbm) übrig, welche zwar abgelassen werden kann, aber für Leitungszwecke verloren geht.

Der Muscoot-Weiher wird seinen ganzen Inhalt durch einen Umlauf mit Schützenverschlüssen nach unterhalb entleeren können (Abb. 51). Am Ausgangspunkt des neuen Aquaduktes (Abb. 38) ist ein Schieberhaus erbaut, in welchem sowohl der Wasserabfluss geregelt, als auch die Verbindung mit dem alten Aquadukt und die des alten und neuen Croton-Beckens bei niedrigem Wasser hergestellt werden kann.

Der alte Aquadukt folgt unterhalb des Wehres dem linken Hange des Flussthales und wird später seinen Ausgangspunkt von einem Entnahmethurm der neuen Mauer aus haben (Abb. 51 u. 52). Der neue Aquadukt durchfährt den Hang mittelst eines Tunnels, an welchen sich ein Düker anschliesst.

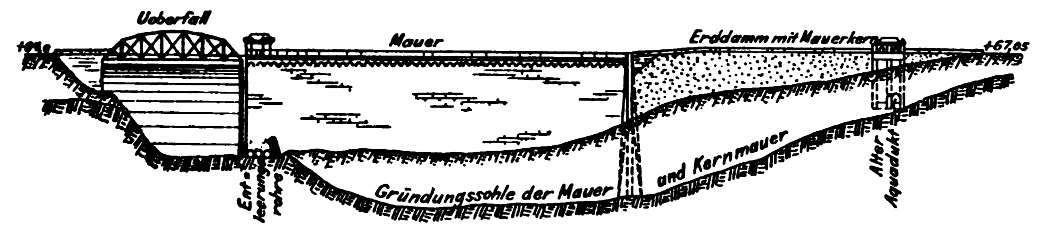


Abb. 53. New Croton-Damm. Luftseitige Ansicht des Dammes.

Die geologische Beschaffenheit des Crotonthales an der Baustelle des New Croton-Beckens, insbesondere die Höhenlage des festen Felsens daselbst, ist durch zahlreiche Bohrungen ermittelt. Danach verschwindet der am rechten Flussufer steil bis zu 90 m Höhe ansteigende Gneisfelsen auf 21 m Tiefe unter Ablagerungen von Sand, Kies und Geröll schon bevor er den Uferrand des Flussbettes erreicht hat. Annähernd unter der Mitte des Flusses geht er, ohne merkbaren Höhenunterschied in der Felsoberfläche, aber gänzlich unvermittelt, in Kalkstein über. Die Höhe der Ueberlagerung bleibt in der Thalsohle, einzelne Klüfte im Kalkfelsen abgerechnet, die gleiche (Abb. 53). Am linken Hang steigt die Felsoberfläche mit durchschnittlich 1 : 3, die Erdoberfläche noch flacher an, so dass sie sich einander in Höhe des geplanten Wasserspiegels + 59,74 auf etwa 6 m genähert haben. Die Thalbreite in dieser Höhe beträgt etwa 400 m.

Die Absperrung des Thales erfolgt nicht durch ein einheitliches Bauwerk, sondern an der tiefsten Stelle durch eine rd. 185 m lange Mauer, an welche sich links ein nicht ganz so langer Erddamm mit Mauerwerkskern, rechts die breite Mündung des seitlichen Ueberfalls anschliesst (Abb. 52). Die Mauer des letzteren biegt thalaufwärts zurück, läuft etwa 300 m dem rechten Thalhang gleich und schliesst dann an denselben an.

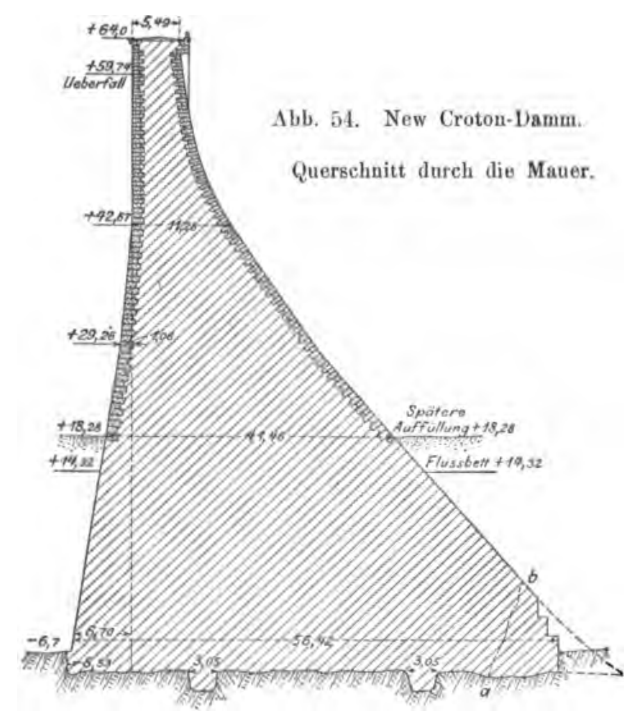


Abb. 54. New Croton-Damm. Querschnitt durch die Mauer.

Der Mauerwerksdamm wird, wenn er auch die Abmessungen des ursprünglich geplanten Quakerbridge-Dammes nicht ganz erreicht, doch zu den grössten der bisher ausgeführten Anlagen auf diesem Gebiete gehören. Sieht man die Gesammthöhe von der Fundamentsohle bis zur Krone als massgebend an, so dürfte er sogar der höchste der bisher erbauten Staudämme sein (Abb. 54).

Denn da die Sohle des Fundaments auf — 8,53, die Krone auf + 64,0 liegt, so beträgt die Gesammthöhe 72,53 m, während die grösste Stauhöhe (von der alten Flussbettsohle ab gerechnet) sich zu 45,42 m ergiebt. Die Kronenbreite ist zu 5,5 m, die Breite in der Basis zu 56,42 m angenommen. Der Berechnung ist ein Raumgewicht des Mauerwerks von 2,34 und der Wasserdruck der ganzen Stauhöhe bis Fundamentsohle zu Grunde gelegt.

Erddruck, Eisdruck, Wellenschlag, Erdbebenwirkungen, sind in Berücksichtigung gezogen. Die Drucklinie soll an keiner Stelle flacher geneigt sein, als 3 : 2 und innerhalb des mittleren Drittels bleiben, das Becken sei gefüllt oder leer. Im letzteren Falle sind wasserseitig grössere Pressungen zugelassen als an der Luftseite.

In beiden Fällen übersteigen sie das übliche Mass, da sie 14—16 kg für 1 qcm erreichen, während auf dem V. internationalen Schifffahrts-Kongress zu Paris 1892 der zulässige Druck, bei vorzüglichstem Baustoff und sorgfältigster Ausführung, zu 12 kg für 1 qcm festgesetzt ist.

Es wurde von einer Verbreiterung zur Erzielung geringerer Pressungen

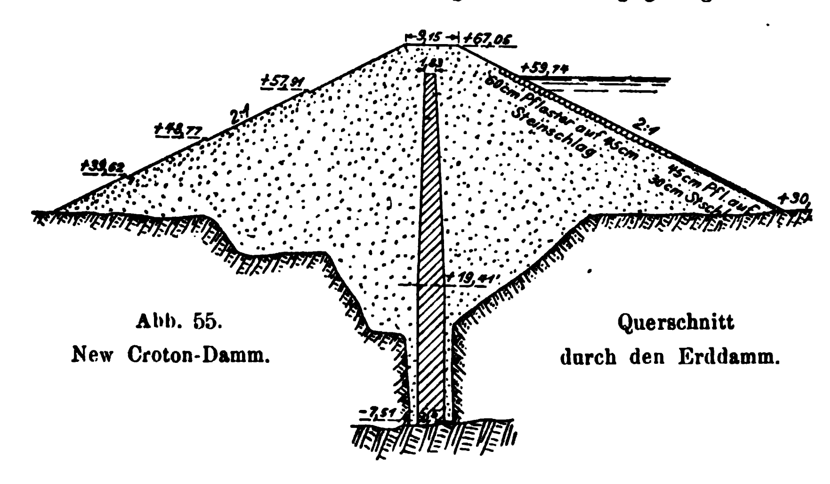


Abb. 55. New Croton-Damm. Querschnitt durch den Erddamm.

an der Luftseite abgesehen, weil der Mauerquerschnitt in eine zu flache Spitze ausgelaufen sein würde (Abb. 54). Die Erd- und Maurerarbeiten wären bedeutend umfangreicher geworden, ohne wegen der zu befürchtenden Fuge a — b eine grössere Sicherheit zu gewährleisten.

Der Erddamm umfasst wasserseitig die Hauptmauer, während er luftseitig von einer senkrecht zu letzterer stehenden Flügelmauer begrenzt wird. Die Kernmauer ist unter zukünftiger Thalsohle (Ordin. + 19,41) 5,5 m stark und nimmt bis zur Wasserspiegelhöhe (Ordin. + 59,74) auf 1,83 m ab. Die grösste Höhe dieser, im Verhältniss zum Damme sehr dünnen Lamelle ist 67,6 m. Die Kronenbreite des Erddammes beträgt 9,15 m. Seine Böschungen, 2 : 1 geneigt, sind wasserseitig mit schwerem Pflaster (60 cm) auf starker Schotterunterbettung (45 cm) versehen, luftseitig durch drei, je 1,53 m breite Bermen mit gepflasterten Entwässerungsrinnen unterbrochen (Abb. 55).

Der Damm durchschneidet, wie erwähnt, den alten Croton - Aquadukt. Zur Speisung des letzteren war daher ein Entnahmethurm erforderlich. Derselbe ist nicht an der Kreuzungsstelle der beiden Bauwerke geplant, sondern höher am Hang hinauf, um ihn nicht unnöthig tief gründen zu müssen (Abb. 52—54). Das Wasser wird dem Thurme mittelst dreier Stollen zugeführt, deren Mündungen im Becken-Innern auf Ord. (+ 21,33), (+ 51,0) und (+ 56,70) liegen. Ein

weiterer Stollen ermöglicht luftseitig den Ablauf in den alten Aquadukt. Der Thurm enthält vier Schächte, welche mit Schützen und Dammbalkenverschlüssen versehen sind. Die Entnahme wird nur bei einem Wasserstande erfolgen können, welcher höher ist, als die Sohle des alten Aquaduktes an dieser Stelle war (Ord. + 46,50). Hinter dem rechtsseitigen Ende des Mauerwerksdammes ist ein zweiter Entnahmethurm vorgesehen, welcher gewissermassen den Grundablass bildet. Er besteht aus drei senkrechten Schächten, deren jeder mit einem, die Mauer etwas über Thalsohlenhöhe durchdringenden Rohre von 1,20 m Durchm. in Verbindung steht. Der Zusammenhang mit dem Beckeninnern kann von der Mauerkrone aus durch Dammbalken und Schützenverschlüsse unterbrochen werden. Ausserdem sind am luftseitigen Mauerfusse Schieber in die Rohre eingebaut. Die letzteren ergiessen ihren Inhalt in denselben breiten Kanal, welcher das Ueberlaufwasser dem alten Bette des Croton zuführt.

Die abgetreppte Ueberlaufmauer schliesst mit dem Felsen des rechten Thalhanges einen Abstiegkanal ein, welcher an seinem oberen Ende 15 m breit und 3 m tief, in der Verlängerung der Hauptmauer gemessen 40 m breit und 45 m tief ist (Abb. 52 u. 53).

Den hier entstehenden Wasserabsturz überspannt eine eiserne Strassenbrücke, welche die Hauptmauer mit dem rechtsseitigen Hange verbindet.

Die Krone des Erddammes liegt auf einer Höhe von + 67,05, die der Hauptmauer auf + 64,00, die des Ueberfalles auf + 59,74. Der Höhenunterschied zwischen dem Erddamm und der Hauptmauer wird für die 5,5 m breite Fahrstrasse durch ein Rampe ausgeglichen.

Alle Mauern sind bis auf den Fels herabgeführt und bilden hier einen dichten Abschluss des Thalbeckens. Sie bestehen der Hauptsache nach aus Bruchstein, doch ist reichlich Werksteinverblendung vorgesehen, namentlich sind die Stufen des Ueberlaufes und seine Krone durch schwere Werkstücke geschützt. Backsteinmauerwerk in Cementmörtel kommt hauptsächlich da zur Anwendung, wo es auf glatte Flächen für den Durchlauf des Wassers abgesehen ist.

Um während des Baues, den Aushub des Bodens ungestört vornehmen zu können, ist der Fluss durch Dämme ganz an den rechten Thalhang gedrängt. Der für diesen Zweck dort in den Felsen eingearbeitete Kanal vermag das grösste bekannte H. W. des Croton von 425 cbm i. d. Sek. abzuführen (Abb. 52 und 53). Die Einfassung dieses Kanals besteht thalseitig aus einer auf dem Felsen gegründeten Mauer. Oberhalb und unterhalb der Baugrube schliessen sich an dieselbe Erddämme mit gespundeten Bretterwänden an, welch' letztere 6—$7^1/_2$ m in den gewachsenen Boden eingreifen. Diese Flügeldämme durchqueren das ganze Thal bis zum linksseitigen Hang und schliessen, wohl befestigt durch Flechtwerk und Spundwände, die Baugrube wie eine Insel ein. (Abb. 52).

Die vorbeschriebenen, amerikanischen Staudämme weisen annähernd die gleiche Bauart auf. Sie sind im Grundrisse nach geraden oder gebrochenen Linien angeordnet, wie die Beschaffenheit der Bodenoberfläche und des Untergrundes es ergab. An eine einheitliche, gegen den Wasserdruck des Stausees gewölbte Mauer hat man nur beim Planen des Quakerbridge-Dammes gedacht, doch auch diese, bei dem an dessen Stelle in Ausführung begriffenen New Croton-Damme, wieder aufgegeben. Es mag dies darin seinen Grund haben, dass die ausgeführten Bauwerke eine grosse Länge und Gründungstiefe besitzen und dass die Erdarbeit mit Maschinenbetrieb sich billiger stellte als die Handarbeit des Maurers.

Dass man den Erddamm mit Mauerwerkskern für minderwerthig erachtet, beweist der Umstand, dass man an den tiefsten und den stark ausgesetzten

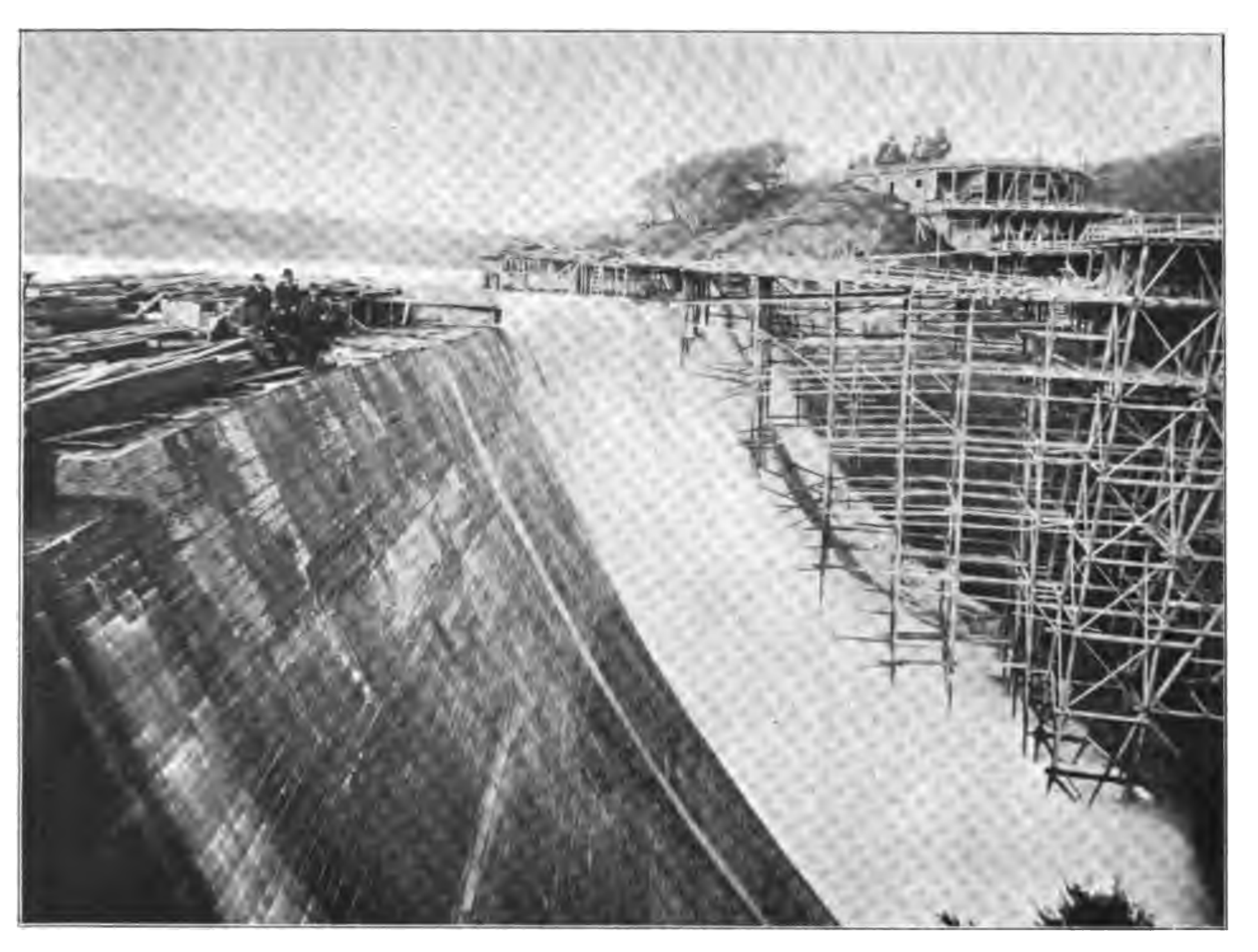


Abb. 56. **Mauer von Crystal Springs.** Luftseitige Ansicht. Rechts die Betonbereitungsanlage nebst Transportgerüsten.

Punkten Mauern errichtete. Auch pflegt der Erddamm über den Mauerwerksdamm überhöht zu sein, damit ein etwaiges Ueberfliessen zunächst diesen widerstandsfähigeren Theil des Bauwerks trifft. Der Ueberfall ist durchweg aus Mauerwerk hergestellt und so reichlich bemessen, dass binnen vierundzwanzig Stunden eine Wassermenge abfliessen kann, welche einer Abflusshöhe von 15 cm des Gesammt-Niederschlagsgebietes entspricht.

Es wurde beim Abschluss der Verträge für vortheilhaft gefunden, dem Unternehmer für alle Arbeiten und Lieferungen zum Schutze des Baues gegen die Hochfluthen des abzusperrenden Flusses Einheitspreise zu zahlen und erstere der Genehmigung des bauleitenden Ingenieurs vorzubehalten. Durch diese Massregel sollte einer sorglosen Behandlung der für die Güte der Ausführung des Hauptbauwerks wichtigen Nebenanlagen vorgebeugt werden.

2. Die Crystal Springs-Thalsperre der Springvalley-Wasserwerke in San-Francisco. (Abb. 56—60)

Die Niederschläge beschränken sich in Californien auf die fünfmonatliche Regenzeit. Daher haben Thalsperren für dieses Land eine grosse Bedeutung.

Eine solche von rd. 10 qkm Beckenoberfläche und rd. 110 Mill. cbm Inhalt wurde für San Francisco in den Jahren 1887 — 1890, 38 km südlich von dieser Stadt erbaut.

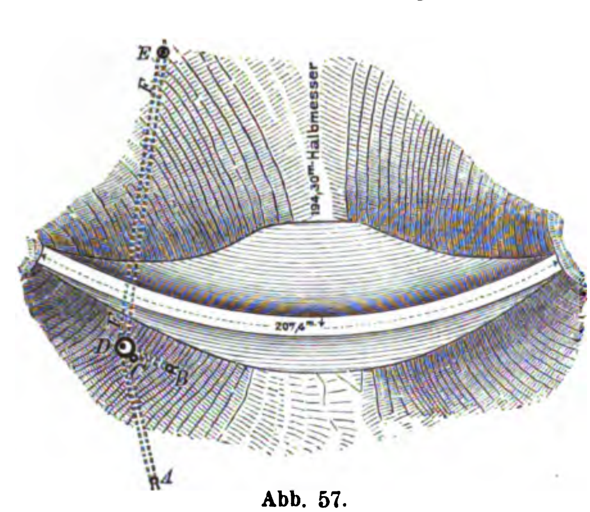


Abb. 57.
Mauer von Crystal Springs. Grundriss.

Da gelernte Maurer einen Tagelohn von 27,5 Mk. beanspruchten, entschloss man sich, den Damm durch gewöhnliche Arbeiter, welche um die Hälfte des Lohnes zu haben waren, aus Beton, unter Benutzung von Maschinenkraft herzustellen.

Die Mauer ist in eine Ausklinkung des Felsens, dessen Oberfläche gründlich gereinigt wurde, eingelassen. Eine Herdmauer erhöht die Wasserdichtigkeit.

Der Beton wurde aus 1 Theil englischen Portlandcement, 2 Theilen Sand von San Francisco und 6 Theilen Steinschlag aus einem benachbarten Steinbruch gemischt. Die Bestandtheile kamen auf der Höhe des linksseitigen Hanges an. Der Steinschlag wurde von einer oberen Plattform in eine unter derselben aufgestellte Wasch-Trommel gestürzt. Von hier aus gelangte er, gleichzeitig mit Cement und Sand in einen ebenfalls, und zwar um eine seiner Diagonalen sich drehenden, würfelförmigen Behälter, welcher auf einer dritten untern Plattform aufgestellt war.

Die Trommel wie der Würfel hatten eine Umdrehungszahl von fünfzehn in der Minute.

Der in dem Würfel gemischte, fertige Beton endlich, fiel in Höhe der Transportbahn in untergefahrene, kleine Wagen.

Sechs Satz derartiger Vorrichtungen, je von einer Lokomobile getrieben, waren in Thätigkeit und lieferten täglich 535 cbm Beton.

Am Ende des Transportgerüstes befanden sich Oeffnungen, in welche die „Vorderkipper" ihren Inhalt abgaben, worauf sie unter die Mischwürfel zurückkehrten.

Der Beton gelangte durch senkrechte, eiserne Rohre auf eine Bühne, deren Höhenlage entsprechend der jeweiligen Mauerkrone verändert wurde. Zwei Verbindungsbrücken führten nach der letzteren und über die daselbst aufgestellten Lehren. Der Beton wurde mittelst Schubkarren herangeschafft und verstürzt.

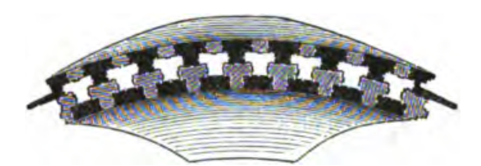


Abb. 58. Mauer von Crystal Springs. Anordnung der Betonblöcke.

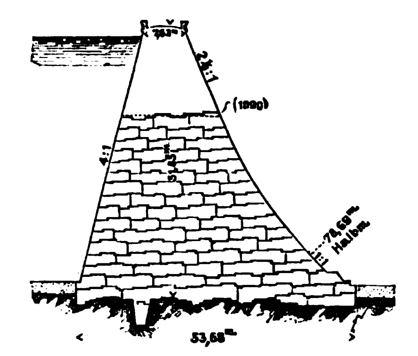


Abb. 59. Mauer von Crystal Springs. Querschnitt.

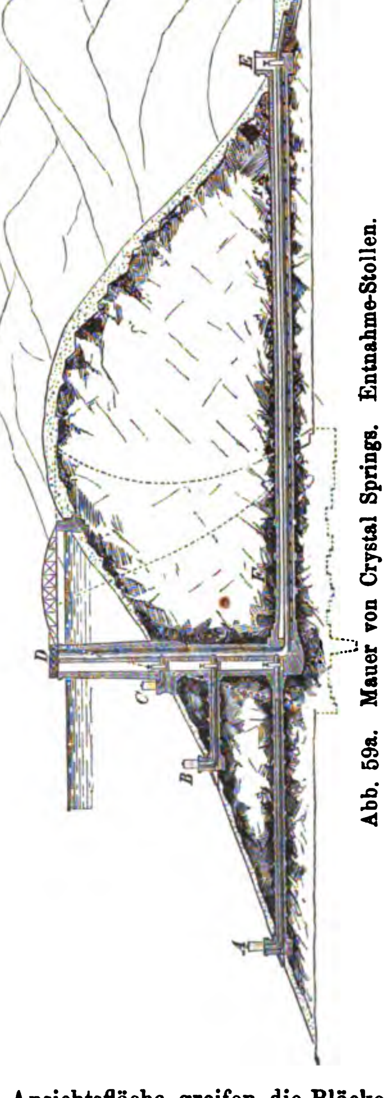


Abb. 59a. Mauer von Crystal Springs. Entnahme-Stollen.

Durch die Lehren war die Herstellung von einzelnen Klötzen ermöglicht, deren Anordnung Abb. 58 zeigt.

Die Abmessungen eines derartigen Klotzes schwankten zwischen 9 — 12 m Seitenlänge und 2,5 — 3,0 m Höhe, sein Gewicht betrug bis zu 600 t.

Nach allen Seiten, mit Ausnahme der Ansichtsfläche greifen die Blöcke mit Verzahnung in die benachbarten ein.

Beispielsweise wurden zuerst die schwarz schraffirten Klötze in Angriff genommen, dann die hell schraffirten dazwischen gesetzt und endlich die weissen Lücken ausgefüllt. Eine Lehre für die letzteren war natürlich nicht erforderlich.

Der Beton wurde in dünnen Lagen eingestampft, nachdem zuvor die fertigen Betonflächen aufgerauht waren.

Die Wasserentnahme aus dem Becken kann vermittelst dreier Rohre in

drei verschiedenen Höhenlagen erfolgen. Die Rohre ergiessen, durch Schieber verschliessbar, in ein ummauertes Standrohr. An letzteres schliesst sich, in einem begehbaren Tunnel verlegt, ein Ablassrohr von 1,37 m Durchmesser an, welches von dem eigentlichen, schmiedeeisernen Leitungsrohr noch durch einen eingebauten Schieber abgesperrt werden kann. Eine Vorkehrung zur Ableitung des Wassers während der Bauzeit ist nicht getroffen.

Man liess das überschüssige Wasser über die Dammkrone und an der Vorderfläche der Mauer, an welcher sich die Abdrücke der Schaalbretter deutlich zeigen, herabstürzen. (Abb. 56).

Die Baukosten haben ohne Rohrleitung annähernd 10 Millionen Mrk betragen.

VII. Sammelweiher in Indien.

Die Niederschläge in Indien bringt Ende Juni der Monsun in der sogenannten Regenzeit. Sowohl ihre Dauer als ihre Höhe ist ungleichmässig vertheilt. Letztere steigt von insgesammt 56 cm durchschnittlich in den Ebenen des Pendschab, bis zu über 4,0 m am Fusse des Himalaya. Während hier ausserdem die Flüsse von den schmelzenden Schnee- und Gletschermassen das ganze Jahr hindurch gespeist werden, entsteht im Süden der drückendste Wassermangel.

Die Aufspeicherung des Wassers für Trink- und Bewässerungszwecke ist eine Lebensfrage und seit unvordenklichen Zeiten üblich.

Der fruchtbare Boden lohnt durch zwei Ernten im Jahre die Zuführung hinreichender Feuchtigkeit.

Für 9000 cbm, welche man auf die Bewässerung eines ha rechnet, müssen wegen der Verdunstung (bis 2,0 m) 15—16000 cbm aufgespeichert werden. Soll der Vorrath für zwei Jahre reichen, so sind 38000 cbm für einen ha erforderlich.

Die Stauhöhen sind meist unbedeutend, die Abschlusswerke aus Erde, auch wohl mit Thondichtungen innen oder auf der wasserseitigen Böschung versehen. Die letztere pflegt man durch Pflasterung, Beschotterung oder Bepflanzung mit Nanel-Schilf zu schützen.

Die Dammkronen liegen bis zu 2,4 m über dem gewöhnlichen Wasserspiegel und sind 1,8—3,5 m breit.

Die inneren Böschungen sind, je nach dem Dammaterial 1 : 1 bis 1 : 2, die äusseren 1 : 1½ bis 1 : 3 geneigt.

Die Erde wird in kleinen Mengen von den Arbeitern herangetragen und durch deren Füsse festgestampft. Die Ausführung ist eine langwierige.

Die Becken sind sowohl vereinzelt angelegt und in Bezug auf Speisung und Entnahme unabhängig, als auch hintereinander in demselben Thal, mit nur der Landfläche zwischen sich, für deren Bewässerung jedes obere ausreicht.

Die Speise- und Entnahmekanäle werden häufig für die Aufspeicherung nutzbar gemacht.

Die Speisung erfolgt bald auf natürlichem bald auf künstlichem Wege, in letzterem Falle durch den Ueberschuss oberhalb liegender Becken oder durch Stauwehre und Zuleitungsgräben.

Die Entnahmekanäle sind meist gemauert, im tiefsten Punkte oder in verschiedenen Höhenlagen durch den Damm geführt und mit Schützen oder Dammbalkenverschlüssen versehen. Zum Ablassen des Wassers bedient man sich

nebenstehender Vorrichtung (Abb. 60). Die Zapfen mit Lederdichtung, werden durch je eine über den höchsten Wasserstand emporragende Eisenstange bethätigt. Dieselbe ist geführt und kann in beliebiger Höhenlage aufgehängt werden, um die ringförmige Oeffnung zwischen konischem Zapfen und dem kreisförmigen Loch der Abschlusswand dem Bedürfniss anzupassen. Bei grösseren Druckhöhen ist die Hebevorrichtung maschinell.

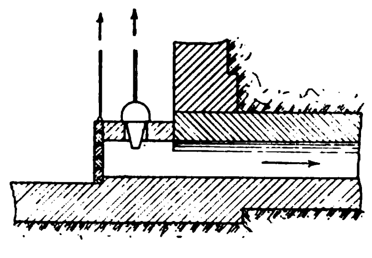


Abb. 60.
Entnahme-Vorrichtung in Indien.

Die Ueberfälle sind höchst primitiv eingerichtet.

Von der Verbreitung der Stauweiher kann man sich aus dem Umstand einen Begriff bilden, dass im Distrikt Nord Arcot 3300 Becken bestehen, von denen 981 weniger als 4 ha und nur 5 mehr als 400 ha bewässern.

Die Länge der Abschlusswerke beträgt oft viele km. Dementsprechend gross ist Oberfläche und Inhalt.

Erddämme von grosser Höhe kommen vor. So besitzt das Becken vom Cummun, Distrikt Guntoor, mit 20 qkm Oberfläche einen 30 m hohen Damm von allerdings nur 90 m Kronenlänge.

Dasjenige von Nugar, Distrikt Mysore, einen Damm von 26,5 m Höhe, 300 m Länge und 180 m Basisbreite.

Auch die indischen Becken leiden unter der Verschlammung, wogegen man sich durch Erhöhung der Abschlusswerke und Spülung so gut als möglich hilft.

Die gemauerten Thalsperren Indiens bieten ausser ihren grossen Beckeninhalten und Oberflächen technisch wenig Interessantes.

Die Becken von Betwa, Chambrambankum, Ekruk, Kabra haben Mauern, welche 23 m Höhe nicht überschreiten und theilweise durch Erde verstärkt sind. Doch mögen einige Angaben über bedeutendere Bauwerke nicht unterbleiben.

1. Die Staumauer von Mutha (Abb. 61).

Dieselbe hat, einschliesslich des 3,25 m unter Krone eingeschnittenen Ueberfalls von 440 m Länge, eine Erstreckung von 1560 m.

Im Grundriss bildet die Mauer einen Polygonzug, dessen Ecken durch schwere Strebepfeiler verstärkt sind. Da sie trotzdem Zeichen von Schwäche gab, so wurde ein Erddamm von 9,0 m Höhe und 18,0 m Kronenbreite luftseitig dagegen geschüttet.

Die grösste Höhe der Mauer über dem Flussbett der Mutha beträgt 30,5 m, die grösste Höhe über Gründungssohle 32,10 m.

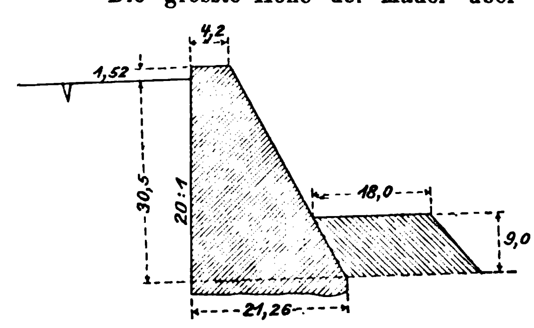


Abb. 61. Die Staumauer von Mutha.
Querschnitt 1 : 1111.

Der Querschnitt ist ein Trapez von 4,2 m Kronen- und 21,26 m Basisbreite.

Das Niederschlagsgebiet umfasst 508 qkm. Bei einem Beckeninhalt von 146 Mill. cbm bedeckt die Seeoberfläche 14 qkm.

Da jedoch die Entnahme 8,7 m über Beckensohle liegt, so bleibt nur eine Schicht von 17,8 m

Höhe und 90 Mill. cbm Nutzinhalt übrig, von dem noch eine Verdunstungsschicht von 1,2 m Höhe und 12 Mill. cbm Inhalt abzuziehen ist.

Von dem Becken aus führt je ein Bewässerungs-Kanal an jedem Rande des Thales entlang. Derjenige des rechten Ufers ist 115 km lang und auf die ersten 16 km bis zur Stadt Poona schiffbar. Der linksufrige ist nur 22 km lang.

Die bewässerte Fläche beläuft sich auf 270 qkm.

Die Baukosten für die Herstellung der Mauer erreichten annähernd 5 Millionen Mk.

2. Die Staumauer von Tansa.

Das Becken derselben dient für die Wasserversorgung von Bombay, welcher Stadt durch einen 91 km langen Kanal täglich bis zu 150000 cbm Wasser zugeführt werden können.

Die Mauer hat, einschliesslich des Ueberfalls von 483 m, eine Länge von 2684 m. Im Grundriss ist sie nach zwei unter stumpfem Winkel zusammenstossenden Graden geführt, welche so gelegt sind, dass der Aushub bis zum festen Felsen auf das Mindestmass beschränkt blieb.

Die grösste Höhe des Mauerquerschnitts, welcher nach Bouvier's Methode berechnet ist, beträgt 36,0 m. Doch ist eine Erhöhung um 5,17 m vorgesehen, wodurch der Inhalt von rd. 71 Mill. cbm auf 141,5 Mill. cbm gebracht werden kann, die Seeoberfläche von 9,2 auf 14,25 qkm anwächst. Ein bedeutender Bruchtheil des Inhalts geht auch hier durch Verdunstung verloren.

Das Niederschlagsgebiet umfasst 175,6 qkm. Die Baustelle der Mauer lag in Dschungeln, welche dichter Urwald bedeckte. Die Erbauung einer Chaussee von 16 km Länge nach der nächsten Bahnstation und eines Dorfes für 9—12000 eingeborene Arbeiter musste der Inangriffnahme des Baus vorausgehen.

Als Baustein für das ungeschichtete Bruchsteinmauerwerk der Staumauer stand Grünstein zur Verfügung. Er kam in Stücken von solcher Grösse zur Verwendung, dass sie zwei Leute eben noch zu tragen vermochten.

Nur die unteren Theile der Mauer sind in Portlandcementmörtel hergestellt. Im übrigen wurde ein an Ort und Stelle gebrannter, hydraulischer Kalk, welcher sich in Klumpen von Faustgrösse unweit der Erdoberfläche in den Thonablagerungen findet und Kunker genannt wird, mit $1^1/_2$ Theilen scharfen Grünstein- oder Quarzsandes gemischt, als Mörtel benutzt. Der Verbrauch war i. M. 36,7 Raumtheile auf 1 cbm Mauerwerk.

Ueber die Eigenschaften des „Kunker“ sind die Meinungen sehr getheilt. Der hier gewonnene ergab bei den Prüfungen gute Resultate.

Von dem Umfang der Arbeit, welche in den Jahren 1886—91 vollendet wurde, vermag man sich daraus eine Vorstellung zu machen, dass rd. 300000 cbm Mauerwerk hergestellt wurden. Die Kosten für sämmtliche Anlagen beliefen sich auf rd. 4 Mill. Mk.

3. Die Bhatgur-Mauer.

Die Mauer liegt in der Präsidentschaft Bombay südlich von Poona und sperrt den Theluandfluss ab.

Das Niederschlagsgebiet umfasst 428 qkm. Das Becken hält 156 Mill. cbm.

Die Abmessungen der Mauer sind die folgenden:

Kronenlänge	1240 m
Grösste Mauerhöhe	39,6 „
Kronenbreite	3,65 „
Basisbreite	22,5 „

An beiden Enden des Dammes sind zwischen Gewölbepfeiler, welche die überführte Strasse unterstützen, selbstthätige Schützen eingebaut. Eine Gesammtöffnung von 245 m in einer Tiefe von 2,44 m unter höchstem Stauspiegel kann durch diese Einrichtung freigemacht werden. Zwanzig weitere Schützöffnungen, deren U. K. 18,3 m unter Stauspiegel liegt, von 1,2 · 2,4 m Querschnitt, dienen zur Entnahme und gleichzeitig zum Ablassen des Wassers, wenn es in schlammiger Beschaffenheit zuströmt.

Alle werden von der Krone aus durch Schraubenvorgelege bethätigt. Das Wasser ergiesst sich zunächst in das Flussbett und kann erst zwanzig Meilen unterhalb durch ein Wehr in einen 129 Meilen langen Bewässerungskanal abgelenkt werden.

Der Querschnitt der Mauer ist nach Bouvier's Methode berechnet und es ergaben sich luftseitig grösste Pressungen von 6 kgr/qcm, wasserseitig solche von 7 kgr/qcm.

4. Die Periar-Mauer (Abb. 62).

Der Bau wurde schon 1808 in's Auge gefasst, aber erst achtzig Jahre später in Gestalt eines gemauerten Dammes begonnen. Er begegnete aussergewöhnlichen Schwierigkeiten durch die Abgelegenheit der Baustelle im tiefsten Urwald, das tödtliche Klima, die raschen und häufigen Anschwellungen des Flusses — binnen wenigen Stunden von 14 cbm auf 115 cbm und mehr — die kurze nur drei Monate während Bauzeit, und endlich in Folge des Umfangs der auszuführenden Arbeiten (rd. 140000 cbm Mauerinhalt).

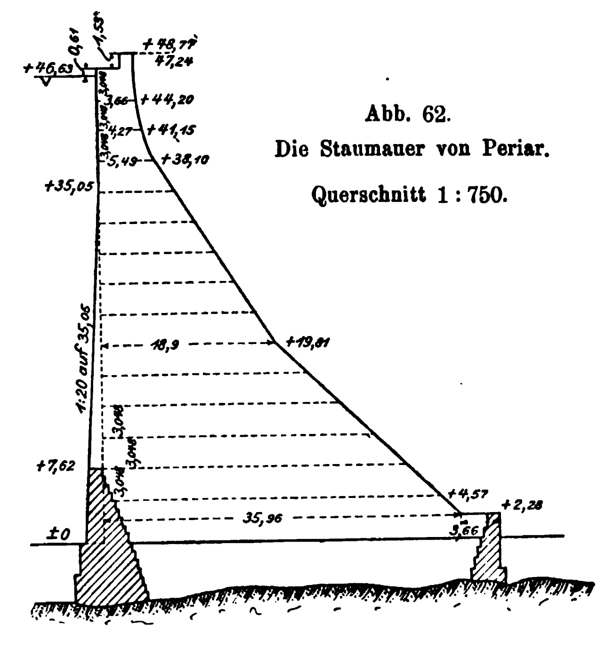


Abb. 62.
Die Staumauer von Periar.
Querschnitt 1 : 750.

Nur die Aussenflächen der Mauer wurden mangels geübter Arbeiter in ungeschichtetem Bruchsteinmauerwerk hergestellt. Das Innere aus Beton im Mischungsverhältniss: 25 Theile hydraulischer Kalk auf 31 Theile Sand und 100 Theile Steinschlag.

Der in der Nähe gewonnene Kalk (Kunker) soll dem Theil-Kalk an Güte wenig nachstehen. Scharfer, guter Syenitsand fand sich im Flussbett.

Der Fluss trieb auch die Turbinen der Mischmaschinen.

Der Querschnitt der Mauer ist nach den Grundsätzen Bouvier's, unter Annahme einer höchsten Pressung von 10 kgr/qcm, berechnet.

Der Beckeninhalt ist 400 Millionen cbm und wird mittelst eines 2 km langen Stollens von 7,5 qm Querschnitt zu Bewässerungszwecken dem Vigayfluss zugeleitet. Je ein Ueberfall in Gesammtlänge von 280 m ist auf jeder Thalseite in einer Senkung des Beckenrandes angeordnet.

Die Kosten betrugen 13 Mill. Mk.

VIII. Thalsperren verschiedener Länder.

1. Die Staumauer der Gileppe (Belgien). (Abb. 63—65.)

Die Tuchmanufakturen und die ihr verwandten Industrien der Stadt Verviers benöthigten sowohl als Kraftquelle als auch zu der verschiedenartigen Behandlung, welcher die Fabrikate unterworfen werden, grosser Wassermengen.

Der Vesdre Fluss genügte bei Niedrigwasser auf längere Zeiträume im Jahre bei weitem nicht dem Bedarf und die Abwässer der Fabriken führten dann zu unerträglichen Zuständen für die Unterlieger.

Bis nach Lüttich machten sich die übelriechenden Ablagerungen, welche

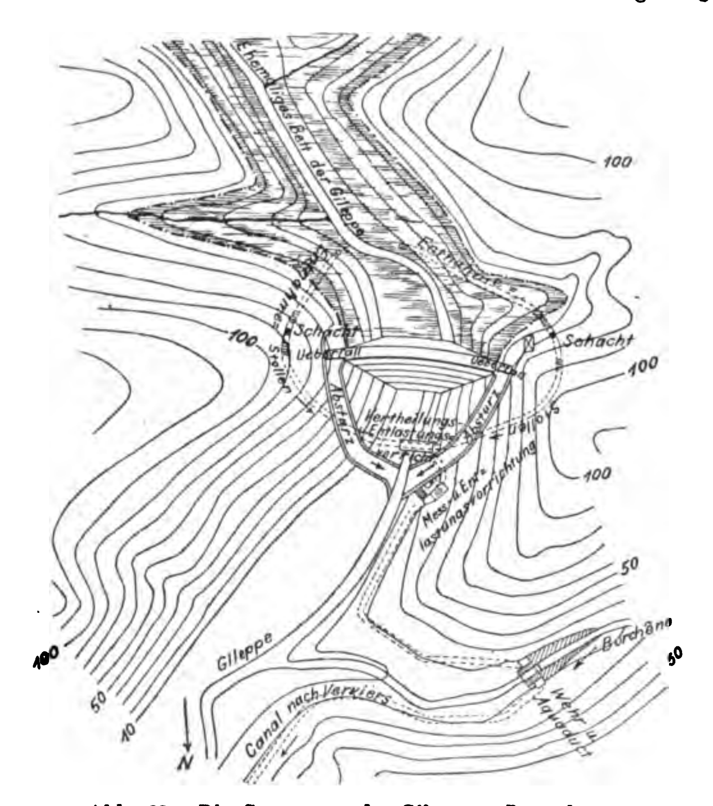


Abb. 63. Die Staumauer der Gileppe. Lageplan.

die geringe Wassermasse des Flusses nicht unschädlich abzuführen im Stande war, fühlbar.

Schon seit dem Jahre 1857 waren deshalb dem Ingenieur Bidaut seitens der belgischen Regierung die Vorarbeiten für den Bau einer Thalsperre im Gebiet der oberen Vesdre übertragen, welche diesen Missständen abhelfen sollte.

Nachdem im Jahre 1864 die preussische Regierung ein gemeinsames Vorgehen im Interesse der Stadt Eupen, welche unter ähnlichen Verhältnissen litt, abgelehnt, wendete Bidaut seine Aufmerksamkeit von den drei in Aussicht genommenen Quellflüsschen der Vesdre ausschliesslich der Gileppe zu, deren Niederschlagsgebiet ganz auf belgischem Boden und Verviers am nächsten liegt.

Das abzusperrende Gebiet hat eine Oberfläche von 40 qkm, einschliesslich

desjenigen eines kleinen Baches „la Borchêne“, welcher durch ein besonderes Wehr abgesperrt ist. Es wurden eingehende Beobachtungen über die Regenhöhen und Abflussmengen vom September 1863 bis dahin 1865 angestellt, das Jahr 1864, eines der trockensten seit Menschengedenken, einschliessend.

Im Jahre 1864 Juli bis 1865 Juli fielen in:

Meereshöhe	Brüssel + 50	Lüttich + 60	Goé + 200	Herbiester + 250	Hestreux + 380	Baraque Michel + 644
mm Regenhöhe	497,82	583,93	740,20	842,45	867,61	1087,46

Die Abflussmengen wurden in einem hölzernen Gerinne von 4 m Breite und 9 m Länge gemessen, indem die Oberflächengeschwindigkeit V durch Schwimmerbeobachtungen und daraus die mittlere Geschwindigkeit v mit Hülfe der Pronyschen Formel ermittelt wurde:

$$\frac{v}{V} = \frac{V + 2{,}3719}{V + 3{,}1531}$$

Statt einer Rinne rechteckigen Querschnitts wurde später eine solche trapezförmigen Querschnitts verwendet und auf Grund der Beobachtungen eine Tabelle aufgestellt, welche aus den Pegelständen die unmittelbare Ablesung der in der Sekunde abgeflossenen Wassermenge gestattete.

Die mittlere Geschwindigkeit nach der Formel von Darcy und Bazin

$$\frac{v}{V} = \frac{1}{1 + 14\sqrt{0{,}00019\left\{1 + \frac{0{,}07}{R}\right\}}}$$

$$R = \frac{\text{Querschnitt}}{\text{Benetzten Umfang}}$$

giebt um 5% geringere Werthe, wie durch unmittelbare Messungen bei 0,05 m Wasserstand festgestellt wurde.

Die Gileppe hat das Regime eines Bergstromes. Am 28. Oktober 1864 trat das geringste Wasser mit 27,5 l/Sek. ein, am 24. Dezember flossen 9,821 cbm/Sek., das 370 fache ab.

Als gewöhnlichen Niedrigwasserabfluss rechnet Bodson 1 l pro qkm/Sek. für Belgien.

Die Abflussmenge des abzusperrenden Gebiets im Jahre
1863/64 (September bis September) betrug 23,3 Mill. cbm
für 1864/65 „ 19,8 „ „
der Bedarf war auf 17,0 „ „
ermittelt und man hielt bei zweimaliger Füllung im Jahre einen Beckeninhalt von rd. 12 Mill. cbm für ausreichend. Bei diesem Füllungsgrade ergab sich eine Beckenoberfläche von 0,805 qkm.

Es war die Frage, ob man die ganze Wassermasse durch eine Mauer von 45 m Höhe aufstauen oder vier Becken von je 29 m Mauerhöhe anlegen sollte. Sie wurde zu Gunsten der ersten Lösung entschieden, da eine erhöhte Gefahr dabei nicht vorhanden schien, dagegen die Kosten der zweiten Lösung unverhältnissmässig hoch waren.

Wie richtig der Bau einer hohen Mauer im Thal der Gileppe war, zeigt der Umstand, dass eine Verminderung ihrer Höhe um $^1/_3$, den Inhalt des Beckens um $^2/_3$ verkleinert hätte.

Für die Wahl der Baustelle im Thal ergaben die genauesten, geologischen

Untersuchungen eine Verengung rd. 1,4 km oberhalb der Mündung der Borchêne, dem système gédinien angehörig, als die geeignetste Stelle. Mächtige Bänke von sandigem Thon und Sandstein verbürgen die Festigkeit, sie wechseln mit Schiefer ab, welchen die langsame Einwirkung des Wassers in Thon zersetzt und der die Undurchlässigkeit sichert.

Die späteren Aufschlüsse zeigten, dass in regelmässiger Abwechselung der senkrechten Schichtenfolge 64% Sandstein, 19% Schiefer und 17% sandiger Thon vorhanden waren.

Es wurde besondere Rücksicht darauf genommen:

1. Die Mauerlängsachse senkrecht zu den Thalhängen und gleichlaufend den Schichten zu legen. Auf diese Weise fügt sich die Mauer in dieselben ein und ruht auf gleichartigem Felsen. Gleichzeitig werden auch die Durchsickerungen in der Gründungsfläche erschwert.

2. Erhebliche und unvermittelte Höhenunterschiede zu vermeiden.

Unter allen Entwürfen, welche diesen Bedingungen entsprachen, ist der ausgeführte der billigste.

Dem Verfasser scheinen dabei zwei Muster vorgeschwebt zu haben, wenn man das von solch' Riesendämmen sagen darf: Die Thalsperre von Alicante (Tibi) 41 m hoch, von 20 m Kronen- und 34 m Sohlenbreite, welche seit drei Jahrhunderten steht, und die zu jener Zeit im Bau begriffene Furens, mit 56 m grösster Höhe, nur 5 m Kronen- und 50 m Basisbreite.

Er ist bei 45 m Höhe der Gileppe auf 15 m Breite der Krone und 65,8 m Breite der Sohle gegangen.

Als Gründe für diese grosse Stärke werden angeführt, dass die Kronenlänge und der Inhalt der ersteren beiden Thalsperren, 60 m und 3,7 Mill. cbm bezw. 100 m und 1,2 Mill. cbm, von der Gileppe mit 235 m und 12 Mill. cbm bei weitem übertroffen, auch eine spätere Erhöhung und die Einführung zweier Bäche la Hoëyne und la fossé d'Eupen in letztere geplant wird. Es mag mitgesprochen haben, dass, nachdem die preussische Regierung sich zurückgezogen und man bei der ersten derartigen Anlage in Belgien die Verantwortung allein auf sich nehmen musste, man auf alle Fälle sicher gehen wollte.

Die Mauer ist auf Gleiten und Umkanten, unter Annahme eines spec. Gewichtes von 2,3 $\left\{\begin{array}{lll} 1 \text{ cbm loser Bruchstein} & = & 1760 \text{ kgr} \\ 1/3 \;\;\text{"}\;\;\;\text{"}\;\; \text{Mörtel} & = & 533 \;\text{"} \\ \hline & & 2293 \;\text{"} \end{array}\right\}$ berechnet und eine grösste Pressung von 8,96 kgr/qcm bei gefülltem Becken festgestellt worden. Im Grundriss ist die Mauer nach einem Halbmesser von 500 m gekrümmt, obgleich man bei dem grossen Querschnitt auf eine Gewölbewirkung nicht rechnen konnte.

Der Aushub der Baugrube sollte planmässig in Abtreppungen erfolgen, die mindestens 1 m in den gesunden Felsen eingriffen. Es war jedoch nach den Vertragsbedingungen der Regierung vorbehalten, Abweichungen anzuordnen. Dies geschah denn auch insofern, als grosse Bänke zersetzter Psammite abgeräumt und durch Mauerwerk ersetzt wurden.

Statt den in concentrischen Kreisen vorgesehenen Schwellen, welche in den Fels eingreifen, das Gleiten verhindern und Durchsickerungen erschweren sollten, zu folgen, richtete man sich nach den weicheren Schichten. Sie wurden in senkrecht zur Längsachse des Thales stehenden Gräben, 40 cm tief ausgehoben.

Pulversprengungen waren untersagt.

Luft- und wasserseitig treten ähnliche Schwellen mit einem Absatz unter

dem Mauerfuss hervor und sind zu Treppenanlagen benutzt, soweit sie in den Thalhängen liegen.

Die Schwellen, sowie die Mauer selbst sind aus Kalk und Sandbruchsteinen der Nachbarschaft, unter Ausschluss der Psammite und Schiefer, in Mörtel von 5 Theilen gelöschtem Kalk, 4 Theilen Sand und 1 Theil Trass hergestellt.

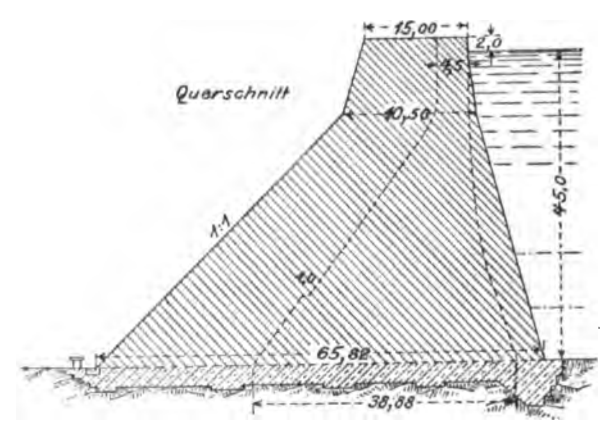


Abb. 64. Die Staumauer der Gileppe.

Anmerk.: Der punktirte Querschnitt hätte nach Crugnola genügt.

Die Gewinnung der Bruchsteine unterhalb des Stauspiegels war in einem Umkreis von 500 m von der Mauer gerechnet verboten.

Bezüglich der Grösse der Steine war vorgeschrieben, dass ihre Handhabung durch einen Mann noch möglich sein sollte. Die wagrechten Schnittflächen der Mauer, welche insgesammt 248 000 cbm enthält, haben in den verschiedensten Höhen das annähernd sich gleichbleibende Maass von 5 500 qm, weil die Länge der Mauer nach oben zunimmt und die Breite sich entsprechend vermindert.

Die Ausführung der einzelnen Schichten erforderte daher ungefähr gleiche Zeiträume und geschah folgendermassen:

Die Aussenflächen der Mauer wurden aus gespitzten Werksteinen in Kopf- und Läuferverband von 60 zu 40 cm Tiefe und 30 — 45 cm Schichthöhe, der Oberfläche des übrigen Mauerwerks um 80—90 cm voraueilend, zuerst hergestellt und mit einer Hintermauerung versehen. Darauf wurde der Zwischenraum, nach der Beschreibung eines Augenzeugen, durch wagenweise ausgekippte Steine und ebenso darüber gekippten Mörtel angefüllt. Ueber jede solche Schicht wurde dünnflüssiger Mörtel ausgegossen und mit Besen in die Fugen getrieben.

Bei dieser Ausführungsweise darf es nicht Wunder nehmen, dass die Vorhersage des Ingenieur Bidaut sich erfüllte: Die Mauer zeigte eine grosse Durchlässigkeit.

Ausserdem bildeten sich bedeutende Kalksinterungen, welche in schneeweissen Schichten, die Luftseite der Mauer bedecken. Der geringe Trasszusatz des Mörtels mag einen Theil der Schuld an diesem Vorgang tragen.

Der Trass kam in Stücken aus Andernach und wurde an Ort und Stelle durch Steinbrecher zerkleinert.

Der hydraulische Kalk wurde von Tournay beschafft, 24 Stunden nach seiner Ankunft durch Besprengung gelöscht, gesiebt und in Schuppen aufbewahrt. Täglich wurden Proben mit der Vicatschen Nadel gemacht: Der steif angerührte Kalkteig musste nach dem 2. — 4. Tag, ohne merkbare Einsenkung, eine Nadel von 1,44 qmm quadratischer Endfläche und 300 gr Belastung tragen können.

Der Sand wurde von Campine in ausgezeichneter Beschaffenheit bezogen. Zum Transport von Trass, Sand und Kalk nach der Baustelle diente eine Schmal-

spurbahn, welche ihren Anschluss an der nächsten Bahnstation Dolhain fand. (Auch die Bruchsteine wurden auf einer Schmalspurbahn vom rechten Ufer der Vesdre aus herangeführt.)

Die Bestandtheile des Mörtels wurden in Karren von 100 l Inhalt gemessen und dabei dem Umstande Rechnung getragen, dass ein gleicher Raumgehalt Trass, in Stücken 20% weniger wiegt, als in Pulver.

Die von Hand gemischte Masse wurde in sechs Broyeuren mit gusseisernen, senkrechten Rädern, welche sich in einem flachen, cylindrischen Gefäss um eine senkrechte Achse drehten, unter Wasserzusatz zu Mörtel verarbeitet. Fünf der Mühlen waren regelmässig im Gang.

Als Kraftmaschine diente eine 40 pferdige, feststehende Dampfmaschine mit zwei Kesseln, welche auch die Triebwellen für zuerst zwei, später drei geneigte Ebenen bethätigte, auf deren, durch Gegengewichte ausbalancirten Wagen, die Baustoffe auf die Höhe der jeweiligen Mauerkrone befördert wurden.

Die grösste, je beobachtete Abflussmenge der Gileppe beträgt 50 cbm/Sek. Hierfür sind zwei Ueberfälle — an jedem Mauerende einer — angeordnet. (Abb. 63 u. 65.) Sie bilden Kanäle, welche bis auf 2 m Tiefe unter der Mauerkrone, in je 25 m Sohlenbreite, aus dem Felsen des Thalhanges herausgearbeitet sind.

Längsschnitt im Bogen von 500 m Halbmesser.

Ueberfall
Ueberfall
6,5
13,5
27,0
235
27,0

Abb. 65. Die Staumauer der Gileppe.

Jeder dieser Kanäle vermag, ehe die Mauerkrone überströmt wird, 125 cbm in der Sekunde in seiner kaskadenförmigen Verlängerung der Gileppe zuzuführen.

Auf der Oberfläche der Mauer befindet sich eine 7,0 m breite Chaussee, eingefasst von 2 je 4,0 m breiten Fusswegen.

Die Chaussee und der thalseitige Fussweg sind mittelst Rampen in die Ueberfalllücken hinab und bergseitig wieder herausgeführt. Der seeseitige Fussweg überschreitet den Ueberfall auf einem Steg und kann auch bei überfliessender Thalsperre trockenen Fusses überschritten werden.

Die Wasserentnahme erfolgt durch zwei Stollen, welche in ungefährer Höhe der Thalsohle, in weitem Bogen die Widerlager der Sperrmauer umgehend, durch die Thalhänge getrieben sind. (Abb. 63.)

Sie haben zur Abführung des Wassers während der Bauzeit gedient und sind vor Beginn des eigentlichen Baus fertig gestellt, zugleich in der Absicht, über die Natur des Felsens einen Aufschluss zu erlangen.

Ihr Querschnitt — je 6 qm, die Wände mit Bruchsteinverkleidung, die Decke 0,36 m stark aus Ziegelsteinen gewölbt — reichte zwar erst bei 4,0 m Stauspiegel im Becken hin, um 50 cbm/Sek. abzuführen. Indess war man sicher, in der ersten Bauperiode die hierfür erforderliche Mauerhöhe zu erzielen.

Die Inangriffnahme jedes Stollens erfolgte, ausser von den beiden Mündungen, noch von zwei senkrechten Schächten von 2,8 m Durchmesser aus.

Die Schächte liegen etwas flussaufwärts der Verlängerung der Längsachse des Bauwerks und nahmen später die Gestänge der Verschlussventile der Entnahmeleitungen, sowie je eine Wendeltreppe auf.

Der Schacht des rechten Ufers ist 73,67 m, der des linken Ufers 57,7 m unter Erdoberfläche tief.

Die Länge der Stollen ist 190,4 bezw. 276,5 m. Eine Stollenzimmerung war entbehrlich, Wasser wurde nicht angetroffen.

Der mittlere monatliche Fortschritt für jeden Angriffspunkt war 11,25 m. Für den lfd. m Stollen wurden 3,87 kgr Pulver verbraucht und 24 Tagwerke geleistet, für den cbm Hohlraum 0,644 kgr Pulver und 4 Tagwerke. Man war zuerst zweifelhaft, ob man den ganzen Stollenquerschnitt zur Wasserentnahme benutzen, oder eine geschlossene Leitung innerhalb desselben anlegen sollte.

Man entschied sich für das letztere, weil der Aquadukt, welcher das Sperrenwasser nach Verviers führt, 7,0 m über der Sohle des Stollens liegen musste.

Die Oeffnung des letzteren nach dem Becken hin wurde mit einem Dammbalkenverschluss versehen, um die Verschlammung zu verhüten.

Das Wasser strömt von oben durch schrägliegende Gitter ein und dringt bis kurz vor den Schacht vor.

Dort beginnt, in einem kegelförmigen Mauerwerkspfropfen von 15 m Länge eingedichtet, die Rohrleitung in zwei Strängen von je 0,85 m Durchmesser. Es sind gusseiserne Flanschenrohre mit Kaoutschukringen, Stricken, und Blei gedichtet, verwendet.

Nachdem sie auf Mauerwerkswürfeln verlegt und auf 15 atm. Druck geprüft waren, wurde der Tunnel für die Herstellung des Pfropfens durch Quermauern, welche um 25 cm die Rohroberkanten überragten, in Becken zerlegt. Diese sind mit Cementmörtel 1:1 ausgegossen und auf diese Weise die Rohre dicht umhüllt.

Der Rest des Stollenquerschnitts ist mit Bruchsteinmauerwerk festschliessend ausgefüllt.

Unterhalb des Schachtes ist der Stollen zu einer Kammer erweitert und daselbst je ein U förmiges Rohrstück, mit einem Ventil auf jedem Schenkel, in die beiden Rohrleitungen eingebaut.

Hinter der Kammer verschliesst ein zweiter, ähnlich hergestellter Mauerpfropfen den Stollenquerschnitt zum zweiten Mal.

Auch die Leitungen, welche bis dahin von der Luftseite aus jeder Zeit zugänglich sind, können hier durch keilförmige Schieber nochmals abgesperrt werden.

Die durch die beiden Pfropfen begrenzte Kammer, welche von der Höhe des Thalhangs aus durch den Schacht zugänglich ist, kann sammt den Ventilverschlüssen nach Belieben unter Wasser gesetzt werden, wodurch der innere Leitungsdruck theilweis oder ganz ausgeglichen wird.

Die Leitungen des linken und des rechten Stollens vereinigen sich thalabwärts der Mauer in einem besonderen Bauwerk und haben daselbst, zwecks Spülung des Beckens, Auslässe nach dem Bett der Gileppe.

Von den vereinigten Leitungen zweigen am linken Ufer des Flusses zwei Stränge nach einem Brunnen ab, von welchem aus das Wasser entweder ebenfalls in die Gileppe abgelassen werden kann oder nach dem Aquadukt, welcher es nach Verviers führt (2 cbm/Sekunde) 7,0 m in die Höhe steigt.

Für sämmtliche Ventile und Schieberverschlüsse ist maschineller Antrieb durch eine Turbine und Schneckenradvorgelege vorgesehen. Doch hat sich herausgestellt, dass der Handbetrieb genügt.

Die Gewalt des aus dem Brunnen herausfliessenden Wassers bricht sich an einem System hintereinander stehender Ringe in einem geräumigen

Becken. Das Wasser durchläuft verschiedene Ueberfälle, zuletzt eine rechteckige Oeffnung von veränderlicher Breite, welche als Messvorrichtung dient, und gelangt endlich in den Aquadukt.

Umfangreiche Entlastungsvorrichtungen, Schutzgitter und Verschlüsse sind auch in diesem Vertheilungsbecken vorgesehen.

Der Aquadukt, welcher das Thalsperrenwasser auf 9 km Länge nach Verviers leitet, hat rd. 4 qm benetzten Querschnitt.

Er überschreitet das Thal der Borchêne auf der Krone eines daselbst erbauten kleinen Wehres, dessen Ueberläufe überbrückt sind und mündet in einem Ausgleichbecken 85 m über dem mittleren Niveau der Stadt, ganz in ihrer Nähe.

Von dort aus beginnt die Vertheilungsleitung.

Die Arbeiten wurden im Februar 1867 begonnen und im Mai 1875 soweit vollendet, dass der Einstau des Wassers beginnen konnte.

Die Aufwendungen des Staates (für die Thalsperre) betrugen 4549000 fr., die der Gemeinde Verviers (für den Aquadukt) 7500000 fr.

2. Die Vyrnwy-Wasserversorgung für Liverpool (England). (Abb. 66—68.)

Das Prescot-Sammelbecken, 13 km östlich von Liverpool, reichte mit rd. 100 l täglicher Abgabe für den Kopf nicht mehr für die Versorgung der Stadt. Es wurde daher in den Jahren 1882—88 der Vyrnwy, ein Nebenfluss des Severn, durch einen Staudamm abgesperrt und der neu gewonnene Vorrath in einer 100 km langen Leitung dem alten Becken zugeführt.

Das abgeschlossene Gebiet von rd. 66 qkm ist hügelig und enthält Hochmoore. Die Einbeziehung der Gebiete zweier, unterhalb der Sperre mündenden Nebenflüsse durch Wehr- und Stollenanlagen ist vorgesehen. Die Regenhöhe an verschiedenen Stellen des Niederschlags-Gebiets beträgt 1,26—3,01 m — (in Liverpool rd. 0,85 m), die Meereshöhe zwischen 251,5 m (Stauspiegel) und 625 m.

Das Becken selbst von 4,53 qkm Oberfläche gehört der silurischen Formation an und ist ein durch die Abspülungen der steilen Thalhänge und Gletschermoränen angefüllter See. Die Spuren der letzteren fanden sich auf der freigelegten Felssohle, gleichlaufend dem Thale eingeschnitten. Der dunkelgraue Thonschiefer ist daselbst theilweise in grossen Blöcken abgeschoren und in seinem Zusammenhang gelockert. Der Felsrücken, welcher den ehemaligen See abschloss und für die Staumauer als Fundament dient, musste daher von diesen Trümmern bis zu Tiefen von über 18 m unter Flussbettsohle befreit werden.

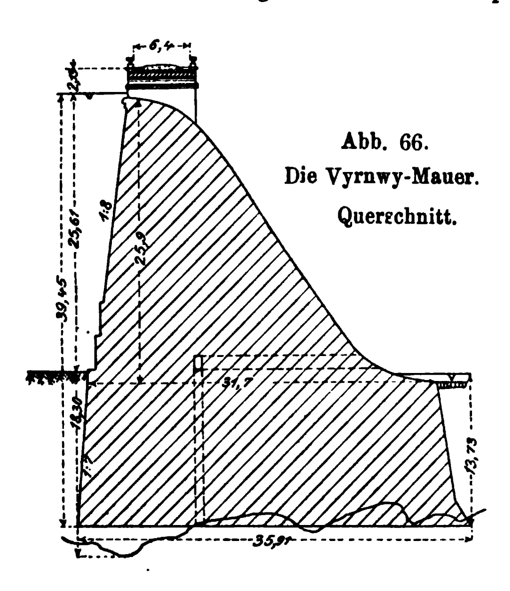


Abb. 66.
Die Vyrnwy-Mauer.
Querschnitt.

Es ergab sich ein erheblich grösserer Aushub, als nach den sorgfältigen Bodenuntersuchungen — durch 13 Schächte und 177 Bohrlöcher — zu erwarten war.

Die Längsachse der Mauer und

die Streichungsrichtung der Schichten, welche nach dem See zu einfallen, weichen ungefähr um 35° von einander ab.

Das Profil der Thalsperre ist, ihrer Bestimmung entsprechend, das kräftige eines Ueberfallswehres. Trotzdem entstehen Pressungen von 9,5 kgr/qcm wasserseitig bei leerem, und von 7,5 kgr/qcm luftseitig bei gefülltem Becken, während die Resultirende in jedem Falle $^4/_{10}$ der Fundamentbreite von der betreffenden Kante entfernt bleibt.

Die sorgfältig abgebürsteten und abgespritzten Bruchsteine, aus welchen die Mauer hergestellt ist, wurden aus dem dunkelgrauen Thonschiefer des Thales selbst, in 1,6 km Entfernung von der Baustelle gewonnen. Die Druckfestigkeit derselben betrug etwa 900 kgr/qcm. Es kamen zur Verwendung:

Steine unter 2 Tons 46 %
„ von 2—4 „ 21 %
„ über 4 „ 33 %

Die grössten Steine wurden in die Aussenflächen vermauert.

Nur die besten Bänke wurden mittelst elektrischer Zündung durch Pulversprengungen gewonnen.

Als Mörtelsand verwendete man ein Gemenge von 2 Theilen zermalmter Bruchstein-Abfälle und 1 Theil Flusssand, welches einen festeren und glatteren Mörtel ergab, als reiner Flusssand.

Das Mischungsverhältniss des Mörtels war zuerst:

2 Theile Sand und 1 Theil Portlandcement, später
$2^1/_2$ „ „ „ 1 „ „

letzterer aus Londoner Fabriken.

Nach 7 Tagen, wovon 6 unter Wasser, musste der Probekörper aus reinem Cement bedingungsgemäss 39,5 kgr/qcm Zugfestigkeit ergeben. Thatsächlich hat sich i. M. aus 9000 Versuchen 50 kgr/qcm Zugfestigkeit herausgestellt.

Der in Säcken angelieferte Cement wurde auch einer Feinheitsprobe unterworfen und ferner im Schuppen in 15 cm starken Schichten gelüftet, um ungebundenen Kalk in unschädliches Hydrat zu verwandeln.

Vollzieht sich dieser Vorgang beim Anmachen des Cementmörtels, so erzeugt das Löschen der Kalktheilchen Hitze, letztere dehnen sich aus und ziehen sich wieder zusammen. Der Erhärtungsvorgang der übrigen Masse wird gestört und Rissbildungen begünstigt. Der Mörtel zeigte nach 3 Wochen 313 kgr/qcm Druckfestigkeit.

Der Beton bestand aus 1 Th. Cement, $3^1/_2$ Th. Sand und 5 Th. Steinschlag und wurde, wie der Mörtel, maschinell gemischt. Er zeigte nach Jahresfrist rd. 200 kgr/qcm Druckfestigkeit.

Sämmtliche Materialien wurden von der Innenseite des Beckens auf Gleisen an die Mauer herangefahren und, nachdem sie eine Brückenwaage passirt hatten, von 7 auf der Mauer vertheilten Dampfkrahnen auf die jeweilige Oberfläche gehoben.

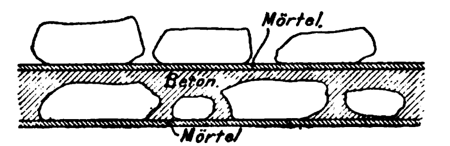


Abb. 67. Die Vyrnwy-Mauer. Herstellung des Mauerwerks.

Im Krahnbereich wurde das Mauerwerk auf 1,8 — 2,4 m Höhe in folgender Weise aufgeführt: Die Steine wurden auf der Lagerfläche annähernd eben bearbeitet, von mehr als 0,3 m überhängenden und allzusehr hervorstehenden Spitzen befreit

und in ein 5 cm starkes Mörtelbett verlegt. Die ebene Mauer-Oberfläche entstand durch Ausgleichung mit Beton, in welchen möglichst viele, kleine Steine eingedrückt wurden. Darauf folgte dann wieder das 5 cm starke Mörtelbett u. s. w. (Abb. 67.)

Die Krahngleise bestanden aus 3 hintereinanderliegenden Rahmen, so dass der Krahn sie in geneigter Ebene beim Vor- und in die Höherücken selbst zu verlegen vermochte. Es wurde zur Erzielung sorgfältigster Ausführung in Selbstbetrieb gearbeitet.

Je 1 Krahn, mit 1 Aufseher, 1 Steinmesser (welcher die passenden Steine aussuchte) und 18 Arbeitern hat durchschnittlich 30 cbm Mauerwerk täglich geleistet. Dasselbe hatte nach den vorstehend erwähnten Wägungen berechnet ein specif. Gewicht von 2,58, während dasjenige des Bruchsteins zu 2,72 ermittelt wurde.

Zur Erzielung einer möglichst hohen Dichtigkeit wurde in die 15 cm tief ausgekratzten Fugen der Mauer, wasserseitig, beinah trockener Cementmörtel 1 : 1 eingetrieben und ausserdem die Mauer mit $1^1/_2$—2,0 m starkem Thonschlag hinterstampft.

Trotzdem eindringendes Wasser und Quellen der Gründungsfläche finden im mittleren Theil der Mauer ihren unschädlichen Abfluss durch eine Entwässerung. Eine grosse Anzahl senkrechter Schächte von 23—30 cm Quadratseite Querschnitt führen vom Untergrunde bis zu einem 14 m über demselben liegenden Kanale von 0,76 m Breite und 1,2 m Höhe, aus dem das Wasser luftseitig abfliessen kann.

Von jenem Kanale aus ist, um jede Befürchtung über die Güte des Mauerwerks zu zerstreuen, ein 6,7 m tiefer Schacht mit unendlicher Mühe abgetäuft. Es ergab sich eine vorzügliche Beschaffenheit des Mauerwerks, eine kleinste Druckfestigkeit des $1^1/_2$ jährigen Betons von 218 kgr/qcm und eine mittlere von 307 kgr/qcm.

Den Ueberlauf der Thalsperre bildet, wie gesagt, die Mauerkrone und es ist eine sehr schöne Wirkung dadurch erzielt, dass ein 6,4 m breiter Weg als gewölbter Viadukt über dieselbe geführt ist.

Zur Entnahme für die Stadt steht bei gefülltem Becken eine 15,2 m hohe Schicht = $54^1/_2$ Mill. cbm zur Verfügung, welche durch einen Entnahmethurm in den anschliessenden Hirnant-Tunnel (im Mittel täglich 182000 cbm oder 2,1 cbm/Sek.) abfliessen.

Hierbei ist schon das in das alte Flussbett abzulassende Wasser, dessen Menge 4 mal so gross ist als das geringste N. W. des Vyrnwy, eingerechnet. Letzteres fliesst durch zwei mit Schieber verschliessbare Rohre von je 0,72 cm Durchmesser in Thalsohlenhöhe durch die Mauer ab.

Für diese Rohre waren während der Bauzeit zwei Durchlässe von je 4,5 m Durchmesser in der Mauer gelassen, welche gleichzeitig dem Flusswasser freien Ablauf gewährten und den Transport der Baumaterialien nach dem wasserseitigen Fuss der Mauer ermöglichten. Nach Verlegung der Rohre wurden sie durch dichte Mauerwerkspfropfen geschlossen.

Das Bett des Vyrnwy unterhalb der Mauer ist mit Beton in regelmässigem Querschnitt befestigt. Nachdem innerhalb desselben mittelst Woltmann'schen Flügel zahlreiche Geschwindigkeitsmessungen bei verschiedenen Wasserständen vorgenommen, genügt ein selbstaufzeichnender Pegel, um die abfliessenden Wassermengen zu bestimmen.

Der Preis der Mauer betrug etwa 10 Mill. Mark. Ausser dem 3,8 km langen Hirnant-Tunnel umfasst die Leitung nach Liverpool noch zwei weitere Tunnel von 1,4 bezw. 1,6 km Länge und 2,1 m Durchmesser und die Untertunnelung des Mersey. Nur, wo loses Material dies erforderlich machte, sind die Wände der Tunnel mit Ziegeln verkleidet.

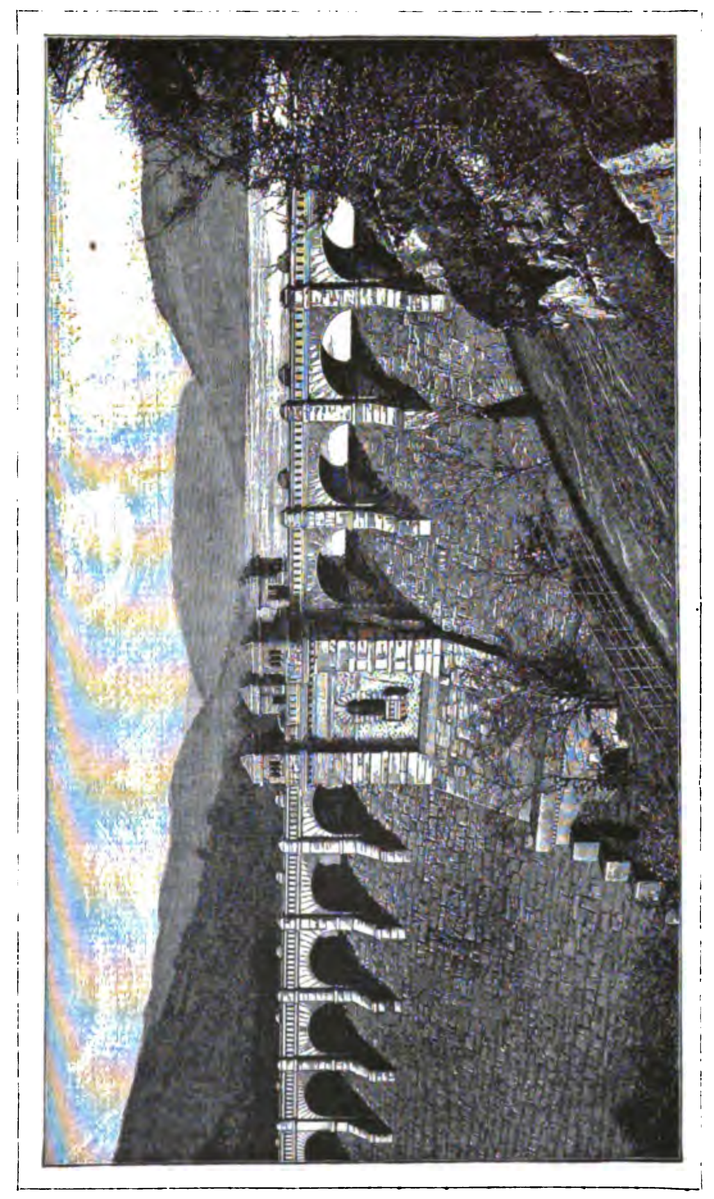


Abb. 68. Die Vyrnwy-Mauer. Luftseitige Ansicht.

Der übrige Theil der Leitung besteht aus drei nebeneinanderlaufenden, gusseisernen Druckrohren von rd. 1,0 m Durchmesser und 2,5—4,5 cm Wandstärke mit 0,76—0,9 m Erddecke.

Das Gesammtgefälle zwischen Vyrnwy- und Prescotbecken (82 m über Meeresspiegel) beträgt 154 m (rd. 1 : 700).

Zur Vermeidung von Druckschwankungen und zur Erleichterung von

Ausbesserungen sind fünf Zwischenbecken eingeschaltet, ausserdem an allen tiefliegenden Punkten Schieberventile (Entleerung) und an allen hochliegenden selbstthätige Luftventile (Hawksley's Patent) angebracht.

3. Die Tytam-Sperre (China). (Abb. 69.)

Die Tytam Sperre ist für die Tytam Wasserwerke in der Nähe von Hongkong erbaut. Die nachfolgende Beschreibung ist einem Briefe des leitenden Ingenieurs J. Orange an Mr. B. S. Church, Chief Engineer of the New Croton Aqueduct entnommen.

Danach ist der Granit des Baugrundes von Gerölle und zersetzten Schichten gereinigt. Zunächst mit flüssigem, dann 7,5 cm stark mit steiferem Cementmörtel überdeckt worden.

Ehe dieser Zeit hatte, zu erhärten, brachte man 45 cm extrafeinen und 90 cm feinen Beton auf.

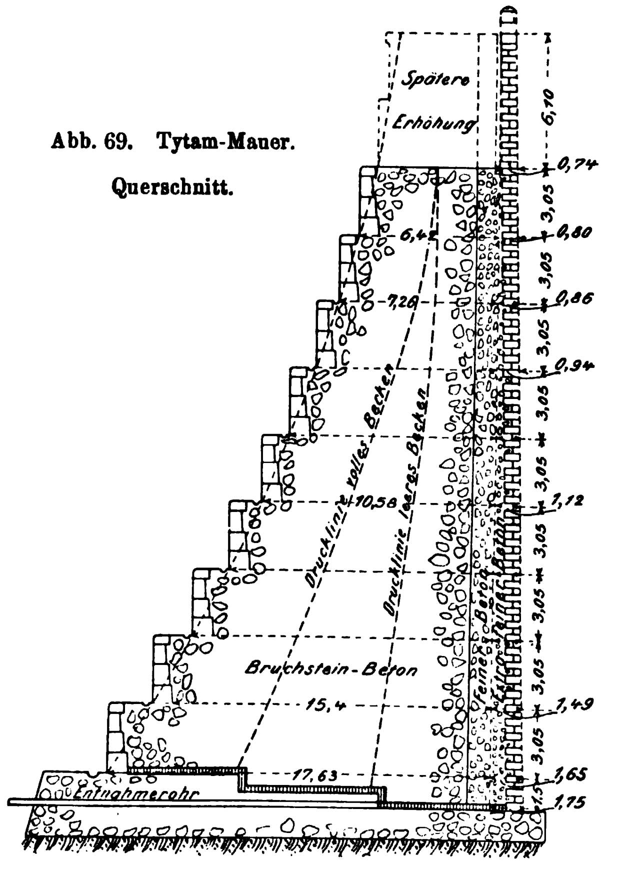


Abb. 69. Tytam-Mauer.

Querschnitt.

Der erstere besteht aus 4 Theilen Steinschlag, 6 Theilen Sand und $2^1/_2$ Theilen Portlandcement, der feine Beton ist aus $4^1/_2$ Theilen Steinschlag, $3^1/_2$ Theilen Sand und 1 Theil Portland-Cement zusammengesetzt.

Der Steinschlag wurde im Steinbrechern hergestellt und durch Löcher von 43 mm Durchmesser gepresst. Die Abfälle fanden als Sand Verwendung. Im übrigen wurde Flusssand benutzt und „Sorge getragen, dass derselbe nicht von den anhängenden, thonigen Bestandtheilen (zersetzten Granit) gereinigt wurde, auch nicht zu scharf war, weil man dadurch zwar weniger ein festes, aber ein undurchlässiges Mauerwerk zu erzielen hoffte (!)"

Da es an geübten Handwerkern fehlte, beschloss man, den Mauerkörper in der Hauptsache aus Bruchsteinen von $^1/_8$—$^1/_4$ cbm Inhalt, in den obenbeschriebenen, feinen Beton eingebettet, herzustellen.

Die Aufmauerung vollzog sich in schrägen Schichten von rd. 60 cm Höhe so, dass der luftseitige Rand der jeweiligen Maueroberfläche etwa 75 cm höher lag als der wasserseitige. Zahlreiche, senkrechte Binder vermittelten den Zusammenhang mit der nächstfolgenden Schicht.

Es wurde luftseitig angefangen und die Fugen zwischen den einzelnen

Steinen, deren Weite nicht unter 7,5 cm betragen durfte, mit dem „feinen Beton“ ausgestampft. Das fertige Mauerwerk enthielt $^3/_5$ Raumtheile Beton und $^2/_5$ Bruchsteine. Wasserseitig wurde die Schicht durch eine zwischen das Bruchsteinmauerwerk und eine Bohlenwand eingestampfte Schicht feinen Betons fortgesetzt, dann ist die wasserseitige Werksteinverblendung in Cementmörtel 1 : 2 hergestellt und endlich der Zwischenraum zwischen dieser und dem feinen Beton mit extrafeinem Beton ausgestampft.

Es scheint, als ob man bei dieser Ausführungsweise sich die Mauer als ein aufrecht stehendes Filter gedacht habe, mit der umgekehrten Bestimmung eines solchen. In diesem Sinne hat man auch in Abständen von 1,5 m gelochte Zinkrohre von 37 mm Durchmesser, welche in den oberen Theilen durch „Bambusrohre“ ersetzt wurden, zur Abführung des Sickerwassers eingemauert. Die Vorsicht erwies sich nicht ganz als unnöthig. Doch genügte, als der Stauspiegel sich bereits bis zur Höhe des vierten luftseitigen Absatzes erhoben hatte, noch ein Rohr von 25 mm Durchmesser, um das gesammte Sickerwasser abzuführen.

Die Entnahme findet durch einen Brunnen in der Mitte der Mauer statt, welche an dieser Stelle durch einen Pfeiler verstärkt ist.

Eine gusseiserne Wand theilt den Brunnen in zwei Hälften, deren eine mit dem Becken in Verbindung steht, während die andere, trockene in verschiedenen Höhenlagen die Entnahmeventile enthält.

4. Die Geelong Sperre (Australien). (Abb. 70.)

Die Mauer sperrt das Thal des Stony Creek zur Wasserversorgung von Victoria in Australien ab. Auch hier fehlte es an geübten Maurern und es wurde Beton verwandt, mit welchem man, neben einem geringeren Preis, grössere Wasserdichtigkeit zu erzielen hoffte.

Der Beton wurde aus Sandstein - Steinschlag und hydraulischem Mörtel in Mischwerken hergestellt. Als bestes Mischungsverhältniss stellte sich eine Mischung von

$4^1/_2$ Theilen	5 cm =	Steinschlag
$1^1/_2$ „		Steinsplitter
$1^1/_2$ „		Sand
1 „		Cement

heraus, welche erhärtet, ein spec. Gewicht von 2,3 erreichte.

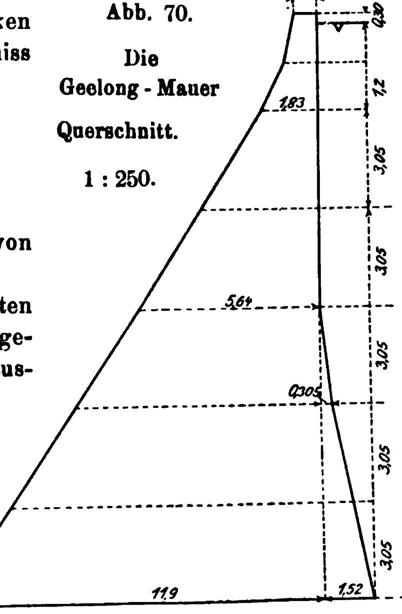


Abb. 70. Die Geelong - Mauer Querschnitt. 1 : 250.

Die Mauer wurde in dünnen Schichten hergestellt. Jede Schicht wurde solange gerammt, bis der Mörtel an der Oberfläche herausdrang, dann reichlich angenässt und vor Aufbringung der nächsten Schicht mit einer Mörtellage überzogen.

Die Dammkrone ist mit schweren, blauen Steinen abgedeckt, welche dem, in 1,20 m Stärke überströmenden Wasser gut widerstanden.

Im Anfang zeigten sich Durchsickerungen, welche aber verschwanden, nachdem sich luftseitig Kalksinterungen gebildet hatten.

Zwei Rohre, von denen das eine zur Entnahme, das andere zur Spülung

dient und welche beide luftseitig Schieberverschlüsse haben, durchdringen die Mauer.

Der senkrechte Theil der wasserseitigen Mauerfläche ist im Grundriss nach einem Halbmesser von 90,5 m gekrümmt.

5) Die Beetaloo-Sperre (Australien).

Unter ähnlichen Verhältnissen wie die vorstehend beschriebene wurde diese Sperre in Australien für Bewässerungs- und Wasserversorgungszwecke in den Jahren 1888—1890 ausgeführt.

Ihr Inhalt ist nur 3 Mill. cbm.

Die Mauer ist im Grundriss nach rd. 430 m Halbmesser gekrümmt und nach Professor Rankine's „logarithmischem" Profil ausgeführt. (Th. I Abb. 106.)

Die Mauer erforderte 45000 cbm Beton, welcher durch Maschinenarbeit gemischt wurde.

Nach dem Engin. Record 1893 S. 263 hafteten zwei Lagen Beton nicht aneinander, weil Sand dazwischen gekommen war. Am Westende entstand ein Riss von einigen mm Breite.

B. Thalsperren, deren Widerstand auf Gewölbewirkung beruht.

1. Die Zola-Sperrmauer. (Abb. 71.)

Die Mauer wurde im Jahre 1843—52 für die Wasserversorgung von Aix entworfen und erbaut, und nach ihrem Konstrukteur, welcher jedoch vor ihrer Vollendung starb, benannt. Ihre grösste Höhe beträgt 37,7 m, ihre Kronenlänge 63,5 m, die Länge im Fundament nur 7,0 m.

Es ist also ein sehr enges und tief in die miocänische Melasse und die darunter lagernden Konglomerate eingeschnittenes Thal, welches durch eine gewölbartige Mauer von 48,19 m Halbmesser abgeschlossen wird.

Die Mauer besteht aus Bruchsteinen mit Werksteinverblendung.

Als Stützmauer, unter Annahme eines spec. Gewichts von 2,2 berechnet, würde die Resultirende in der Basis 3,5 m aus dem unter Wasserdruck stehenden Mauerquerschnitt herausfallen.

In Tiefen von 17,32 bezw. 22,32 m unter der Krone entständen Druckspannungen von 6,3 bezw. 14 kgr/qcm luftseitig, wasserseitig Zugspannungen, wenn nicht die Gewölbewirkung dies verhinderte.

Das Konglomerat in der Gründungsfläche hatte ein kalkiges Bindemittel und erwies sich daselbst fest und unzersetzt.

Die Entnahme erfolgt durch ein gusseisernes Rohr 13,5 m unter Mauerkrone und wird von letzterer aus mittelst Schieberverschluss wasserseitig geregelt. Fünf Meter tiefer, beinah senkrecht unterhalb des Entnahmerohrs, durchdringt ein zweites gusseisernes Rohr von 50 cm Durchmesser die Mauer, wahrscheinlich um die Verschlammung des oberen zu verhindern. Ein Spülkanal in Thalsohlenhöhe hat den gleichen Zweck.

Derselbe darf aber, wegen eines unmittelbar unterhalb liegenden, im Privatbesitz des General Gallifet befindlichen zweiten Beckens, nicht benutzt werden.

Ein Ueberlauf am rechten Ufer, von 8,0 m Breite, liegt 1,0 m unter der wasserseitigen Brüstungsmauer 136,5 m über dem Meeresspiegel. Er ist ebenso wie der Absturzkanal in den Felsen eingearbeitet.

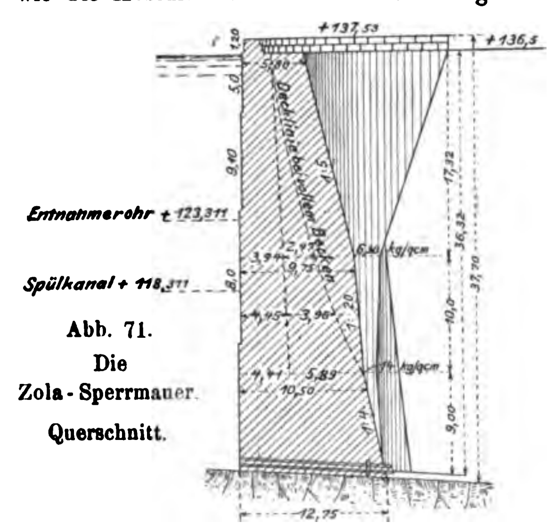


Abb. 71. Die Zola-Sperrmauer. Querschnitt.

Verschiedene Umstände trugen dazu bei, die 400000 Mark, welche die Thalsperre mit ihren 1,5 Millionen cbm Fassungsraum einschl. Ableitungskanal gekostet hat, zu einer wenig gewinnbringenden Anlage zu machen:

Das Niederschlagsgebiet ist so klein, dass das Becken selten gefüllt wird.

Die Entnahme liegt, der ohnedies knappen Druckhöhe halber, sehr hoch, so dass die nutzbare Schicht bei gefülltem Becken nur 13,7 m Tiefe besitzt. Infolge der eigenthümlichen Schichtungsverhältnisse, gelangt das Sperrenwasser durch die Klüfte des Konglomerats in den unteren Weiher.

Die Durchsickerungen betragen 10—30 Sekundenliter, ebensoviel wie die Abgabe (20 Sekundenliter). Vor allen Dingen aber hat der bei Hochwasser reissende Bach das Becken mit Sand und Geröllmassen angefüllt, welche sich mit einer Böschung 1 : 10 gegen die Mauer gelagert haben. Den Vortheil davon hat wieder das unterhalb liegende Becken, welches auf diese Weise vor Verschlammung geschützt ist.

Die unbedeutenden Wasservorräthe des Stauweihers dienen einigen Anliegern zu Bewässerungszwecken. Nur wenn der Derivationskanal von Verdun, welcher neuerdings die Stadt Aix mit Wasser versorgt, ausgebessert wird, tritt die Stauweiheranlage für diese Zeit in Thätigkeit.

2. Die Staumauer im Rio Grande (Isthme de Panama). (Abb. 72.)

Die Unternehmung, welcher der Culebra-Einschnitt des Panama-Kanal's zugefallen war, bildete auf beiden Seiten der zu durchschneidenden Höhe provisorische Kanalhaltungen, um durch Nassbagger einen grossen Theil des Aushubs zu entfernen und so an Handarbeit und Transportkosten zu sparen.

Die nach dem stillen Ocean zu liegende Haltung sollte durch den Rio Grande gespeist werden. Dieser Fluss führt aber, entgegen der Verheissung seines Namens, für gewöhnlich nur wenig Wasser — einem Mangel, welchem durch Aufspeicherung der Hochwassermengen vermittelst einer Staumauer abgeholfen wurde. Dieselbe liegt in einer Verengung des Flussthales, ungefähr 1200 m von dem Baggerbecken entfernt und bildet bei 11,6 m Stau-

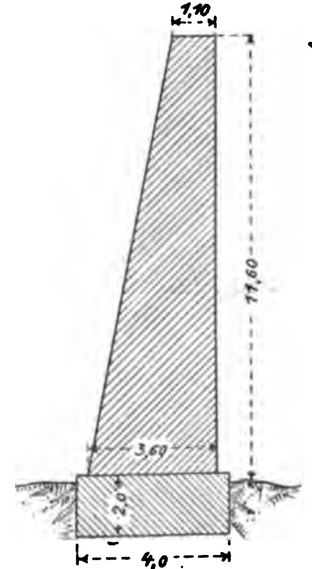


Abb. 72. Staumauer im Rio Grande. Querschnitt.

höhe ein Becken von 500 000 cbm Inhalt. Die Mauer (Siehe den Querschnitt Abb. 72) ist mit einem Halbmesser von 15 m im Grundriss zwischen die festen Thalwände gespannt. Die Kronenlänge beträgt nur 32,97 m. Zum Fundament, welches in den Felsen eingelassen ist, wurden 143 cbm Beton, zur eigentlichen Mauer 791 cbm Bruchsteinmauerwerk verwendet.

Trotz der sparsamen Ausführungsweise betrugen die Kosten 128 320 fr. = 0,205 Mrk. für den cbm Beckeninhalt. Ein Ueberfall von 6,0 m Länge und 0,6 m Tiefe unter Krone am linken Ufer genügt für die Abführung des Hochwassers. Eine schmiedeeiserne Rohrleitung von 0,5 m Durchmesser durchdringt die Mauer und führt das Wasser dem Baggerbecken zu, wenn der Schieberverschluss geöffnet ist.

Die Mauer, 1888 erbaut, hat sich bis auf einige Durchschwitzungen gut erhalten, trotzdem ihre Widerstandsfähigkeit allein auf der Gewölbewirkung beruht.

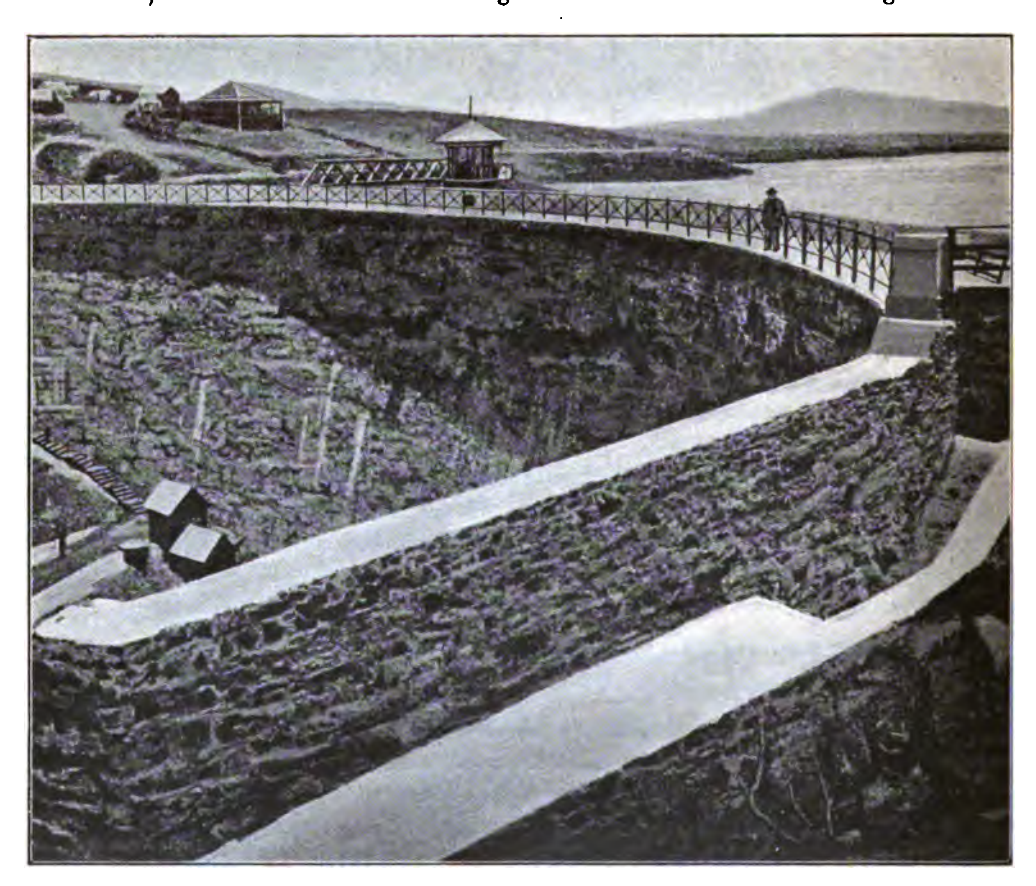


Abb. 73. Sweetwater - dam.

3. Sweetwater-dam (Californien). (Abb. 73 u. 74.)

Der Aufstau des Sweetwaterflusses erfolgte zu Bewässerungszwecken zuerst nur in Höhe von 18,3 m später von 27,45 m. (Siehe Abb. 74 Querschnitt.)

Die Länge der Mauerkrone beträgt 103,6 m, die der Sehne 91,4, der Krümmungshalbmesser 67,66 m. In der Thalsohle gemessen ist die Mauer 50,5 m lang.

Das Bruchsteinmauerwerk — 16000 cbm — ist in unregelmässigen

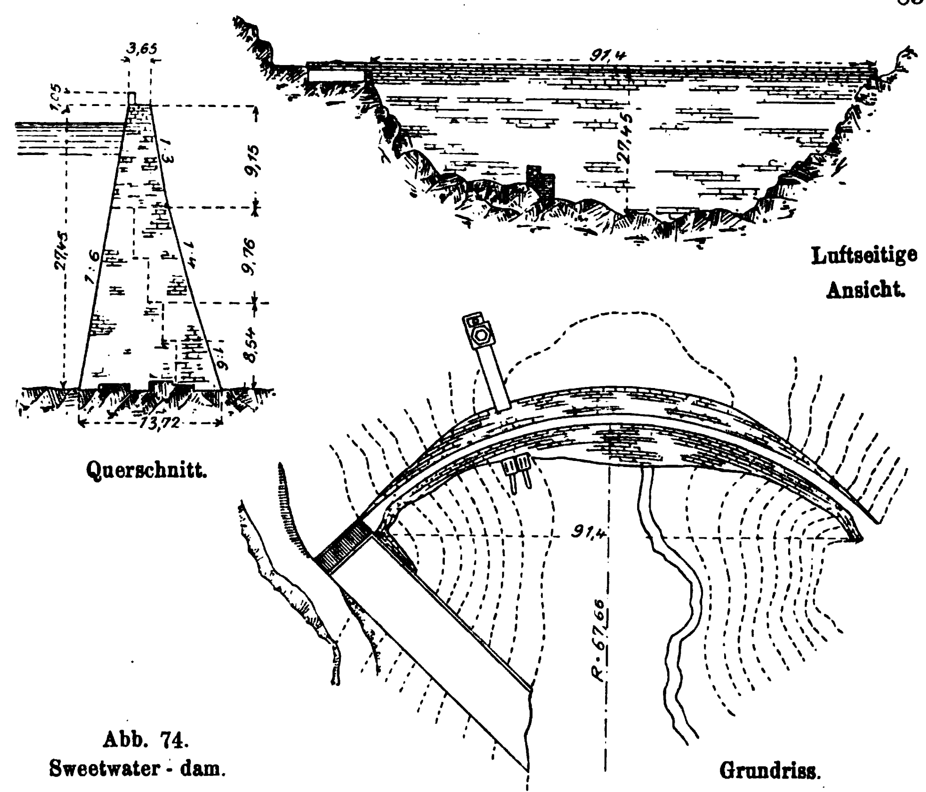


Abb. 74.
Sweetwater - dam.

Schichten in Portlandcementmörtel 1 : 3, wasserseitig 1 : 2 ausgeführt und besitzt ein spec. Gewicht von 2,6.

Die Krone ist wasserseitig durch eine Brüstungsmauer, 1,05 m hoch und 60 cm stark, luftseitig durch ein eisernes Geländer eingefasst.

Der Ueberfall liegt 1,50 m unter der Krone am rechten Ufer. Er ist 12,20 m lang und durch Mauerpfeiler in acht Abtheilungen mit Schützenverschlüssen getheilt.

Für die Entnahme ist im Beckeninnern, in 15 m Abstand von der Mauer, ein besonderer Mauerwerksthurm von 1,8 m Halbmesser mit sieben Einlassöffnungen in verschiedenen Höhenlagen erbaut.

Ein Entnahmerohr von 0,90 m Durchmesser und zwei weitere zur Lieferung von Kraftwasser von 0,35 bezw. 0,45 m Durchmesser durchdringen die Mauer und stehen mit dem Thurminnern in Verbindung, die Verschlüsse derselben sind von einander unabhängig, luftseitig angeordnet.

Das Becken hat bei 22 Mill. cbm Inhalt 2,95 qkm Oberfläche. Die Verdunstung ist sehr bedeutend und wird auf 1,22 m Wasserhöhe im Jahre, welche hauptsächlich von Juni bis November verloren geht, geschätzt. Der Bau ist in den Jahren 1886—88 vollendet und hat 1260000 fr. gekostet.

4. **Bearvalley-dam** (Abb. 75 u. 76).

Die Mauer ist auf Granitfels gegründet und besteht aus demselben Material in Portlandcementmörtel, verblendet mit Werksteinen von 0,9—1,7 m Länge und 0,60 m Stärke. Die Kronenlänge ist 137,25 m, der Halbmesser 91,5 m. Der Ueberlauf von 6 m Breite liegt 2,60 m unter Mauerkrone in einem in den Felsen des linken Thalhang's eingearbeiteten Kanal.



Abb. 75. Bearvalley-dam.

Das durch die Mauer geführte Entnahmerohr von 1,0 m Durchmesser wird durch einen Schieber mit Zahnstangenvorgelege verschlossen. Die anfängliche Durchlässigkeit der Mauer ist später verschwunden.

Die Beckenoberfläche beträgt bei einem Inhalt von 50 Mill. cbm 8,5 qkm, das Niederschlagsgebiet (im Durchschnitt 1900 m über Meeresspiegel) 112 qkm. Die Kosten beliefen sich nur auf 400000 fr., trotzdem ein Theil der Baumaterialien auf eine Entfernung von über 160 km herangeschafft werden musste.

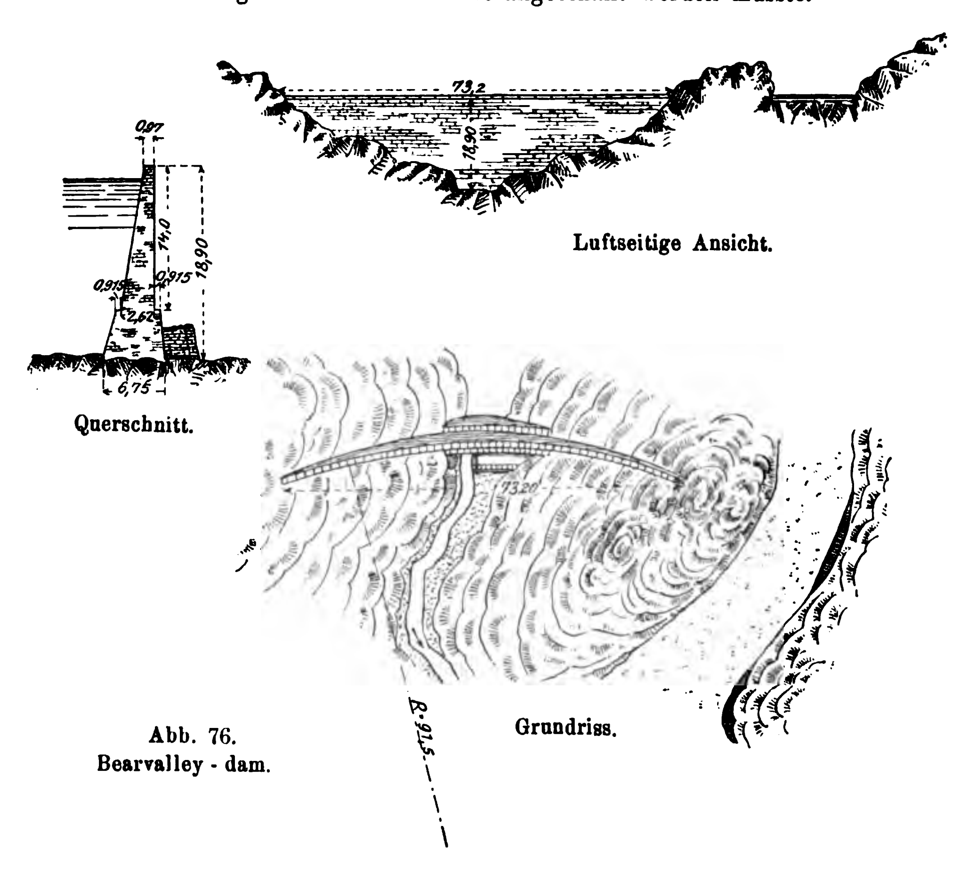


Abb. 76.
Bearvalley - dam.

C. Zerstörung von Thalsperren, ihre Ursachen, bezw. die Wiederherstellung.

Die Betrachtung über Thalsperren werde nicht beschlossen, ohne dass an einigen traurigen Beispielen der Zerstörung solcher Anlagen gezeigt worden wäre, wie nothwendig die grösste Sorgfalt bei ihrer Ausführung und die Beobachtung der im Vorstehenden angeführten Gesichtspunkte und Regeln ist.

Man könnte meinen, dass durch ein Uebermass an Stärke des Dammes Unglücksfällen mit grösserer Sicherheit und geringeren Kosten vorgebeugt werden könnte, als durch die Verwendung ausgezeichneten Materials, nach bestimmten Regeln, in verhältnissmässig schwachen Profilen.

Wie wenig diese Annahme zutrifft, beweist zunächst das Schicksal eines von der Natur selbst errichteten Stauwalles nach 28 jährigem Bestehen.

I. Zerstörte Erddämme.

1. Eine gleichzeitige Hochfluth der Flüsse Vaudaine und l'Infernet, welche sich einander gegenüber in die Romanche (Isère) ergiessen, sperrte im Jahre 1191 den Lauf der letzteren durch einen ungeheuren Schuttwall ab.

Ein See von etwa 20 m Wassertiefe entstand und erhielt den Namen Lac Laurent. Am Abend des 14. September 1219 zerbarst der Damm und die Wassermassen ergossen sich vernichtend in die Thäler von Séchiliennes und Vizilles. Sie erreichten Grénoble um 10 Uhr Abends und die Isère schwoll derartig an, dass ihre Fluthen den Platz Nôtre-Dame 8,0 m hoch bedeckten und mehrere tausend Personen umkamen.

Auf den ersten Blick, und wenn die Thatsachen nicht das Gegentheil lehrten, könnte man vermuthen, dass ein solcher Deich fortwährend durch die Anschwemmungen und Sinkstoffe des Flusses verstärkt würde. Dem war leider nicht so und folgende Ueberlegung bestätigt die grössere Wahrscheinlichkeit des Bruches.

Der Damm diente gleichzeitig als Ueberfall und es überströmten ihn zur Zeit der Hochfluthen bis zu 500 cbm Wasser in der Sekunde. Dass er diesem Angriff so lange Jahre widerstanden, lässt sich nur dadurch erklären, dass die grösseren Blöcke, welche das Gerippe bildeten, durch kleinere, sowie Kies, Erde und Schlamm eng verbunden waren. Bei Niedrigwasser konnte der obere Theil austrocknen und es entstanden Risse und Spalten, aus welchen die feineren Materialien fortgespült wurden, ohne wieder ersetzt zu werden. Schliesslich trat ein Moment ein, in welchem die lebendige Kraft des Wassers hinreichte, auch grössere Steine mit sich zu reissen und riesengross und riesenschnell wachsend das Ganze hinwegzuschwemmen.

2. Ein ähnliches Ereigniss in jüngster Zeit ist im Engineering, Jahrgang 1896 geschildert. Der Bruch des Gohna-Dammes in Indien ergoss 16650 Mill. Kubikfuss Wasser in das darunterliegende Thal, ohne jedoch Opfer an Menschenleben zu fordern, da seine Zerstörung zwar nicht zu verhindern, aber mit Sicherheit vorauszusehen war.

3. A. Dumreicher erzählt in seiner „Wasserwirthschaft des Oberharzes" dass Hake im Jahre 1572 schreibt: „In vigilia Jacobi hat sich die Inderste (Innerste) von vielen Donnerwettern ergossen und schnell in der Nacht angelaufen, dazu etliche Teiche auf dem Zellerfelde und Clausthal ausgebrochen, daher ein grausam Wasser worden, dass es alle Brücken auf dem Wildemann weggerissen.

4. Der Bruch des Deiches von Longpendu (Canal du Centre) erfolgte am 24. Ventôse an IX und wurde von Durchsickerungen eingeleitet.

5. Der Deich von Plessis (Th. I Abb. 23) brach am 5. Dezember 1825, nachdem der Oberflächen-Ueberlauf, in welchem man Gitter gegen das Entweichen von Fischen angebracht, sich durch Laub und Zweige verstopft hatte, gelegentlich einer Hochfluth, durch Ueberströmung seiner Krone.

6. Beim Deiche von Berthaud (Canal du Centre) hatte man den Stauspiegel durch Einbau eines hölzernen Wehres in den Ueberlauf bis 50 cm unter Dammkrone erhöht.

Ein heftiger Wind peitschte die Wellen über letztere hinweg und veranlasste bedenkliche Kolke.

Vergeblich entfernte man den Einbau und öffnete den Grundablass:

Diese Vorrichtungen waren so knapp bemessen, dass sie erst in 24 Stunden das Wasser um 1,0 m hätten senken können, während schon nach Verlauf von 3 Stunden die innere Pflasterung theilweis abgerutscht war und sich eine Bresche zeigte, welche innerhalb weiterer 3 Stunden den ganzen Inhalt von 650000 cbm entleerte.

Das Unglück geschah am 14. April 1829.

7. Der Damm von Williamsburg brach am 16. Mai 1874 dadurch, dass die luftseitige Anschüttung durchweicht, der schwachen Kernmauer keine Stütze mehr bot.

8. Auch der Bruch des Deiches von Tabia wurde durch Aufweichung des Dammmaterials im Verein mit einer Hochfluth veranlasst. Der Inhalt von 3 Mill. cbm richtete in dem unbewohnten Thal nur unbedeutenden Schaden an.

9. Desto folgenschwerer war die Katastrophe des Dammes von Bradfield (Dale dike) am 12. März 1864, welcher ungefähr die gleiche Wassermenge für die Versorgung von Sheffield aufspeichern sollte.

Dank dem feuchten Seeklima Englands bewährt sich die dort übliche, früher erwähnte Bauart, — ein dichtender Thonkern innerhalb eines flachen Walles, — bei gehöriger Vorsicht.

Solche war aber bei dem Absperrwerk von Bradfield ausser Acht gelassen.

Die Länge des Deiches in der Krone betrug 382 m, die Breite 3,66 m, die Höhe über Thalsohle 28 m. Die Böschungen waren mit $1:2^1/_2$ angelegt.

Der Thonkern, der bis zu 18 m grösster Tiefe unter Erdoberfläche eingelassen war, besass daselbst eine Stärke von 5,5 m abnehmend bis 1,2 m am Scheitel. Die einhüllende Schicht feineren Materials fehlte gänzlich, der stützende Damm war in der sorglosesten Weise ohne Auswahl des Materials geschüttet. Wagenladungsweise wurde dasselbe, wie es aus den Anschnitten der Thalhänge kam, in den Damm verstürzt, das Abrammen unterlassen.

Die Entnahme bestand aus zwei je 150 m langen, gusseisernen Rohrleitungen, von einem 50 cm starken Thonschlag umgeben und im tiefsten Punkte des Thales durch den Damm geführt. Unter der ungeheuren Dammlast sackte die Leitung und wurde sowohl selbst undicht, als auch längs ihres Umfangs das Wasser hindurchdrang.

Heftige Stürme griffen den besonders durchlässigen, oberen Theil des Dammes an, nachdem an der ersten Füllung des Beckens noch 1,5 m fehlten.

Die Rinnsale des überspritzenden und durchsickernden Wassers vereinigten sich zur Bresche und bald fegte die Fluth Wohnungen und Gärten von 4 qkm Oberfläche hinweg, um sich zur Mitternachtsstunde auf das schlafende Sheffield zu stürzen. 238 Personen fanden ihren Tod, an 800 Häuser wurden gänzlich zerstört, unzählige beschädigt.

Der englische Ingenieur Rawlinson kommt auf Grund dieses Ereignisses zu der Ansicht, dass das indische System der allmähligen Herstellung eines gleichartigen Dammes, dem englischen vorzuziehen sei.

Er warnt bei dieser Gelegenheit davor, die Geschlossenheit der Schichtung des Baugrundes zu stören. In der That, durchschneidet man mit einer tiefen Baugrube die Schichtung, so ist es dasselbe, als ob man aus einem Bücherregal einige Bände herausnimmt: Während sie früher einander gegenseitig hielten, klappen die stehengebliebenen nun auseinander.

10. Der Wallnut grove Damm in Arizona*) zerbarst am 22. Febr. 1890.

---

*) Centralbl. 1890. S. 133.

Dies Ereigniss hatte den Verlust von über hundertfünfzig Menschenleben zur Folge. Der Damm war für bergbauliche Zwecke aus einer Steinschüttung zwischen grossen, möglichst in Verband gelegten Granitblöcken errichtet. Der Steintransport erfolgte mittelst Seilbahn nach einem Versturzgerüst, dessen Bäume man in der Schüttung stecken liess. Nur eine 3,0 m hohe Schwelle der Sohle wurde in Mörtel hergestellt, das Uebrige in Trockenmauerwerk. Die Dichtung stellte eine doppelte Beplankung auf der wasserseitigen Dammböschung her, welche auf einem Rost von aufrecht in der Böschungsebene liegenden Rundhölzern und wagrecht, in 0,9 m lichtem Abstand mit diesen verkämmten Kanthölzern, aufgenagelt war. Beide Bohlenlagen von je 7,5 cm Stärke wurden mit Kalkmilch gestrichen und mit Theerpappe benagelt, die obere vorher noch mit Theer gestrichen. Zwei gusseiserne Entnahmeröhren von je 50 cm Durchmesser waren von einem gezimmerten Thurme im Innern des Beckens aus durch den Thalhang geführt und durch Schützen verschliessbar. Ein gezimmerter Grundablass von 1,5 · 0,9 m Querschnitt durchdrang den Damm selbst in der Thalsohle. Ueber die Ursachen der Zerstörung ist nichts näheres bekannt, doch scheint letztere bei der Bauweise des Dammes nicht gerade verwunderlich. Trotzdem sind eine ganze Anzahl, zum Theil recht bedeutender Anlagen, in den westlichen Staaten Amerika's als solche „Dämme mit Steinfüllung“ hergestellt.

11. Das erschütterndste Unglück, welches in Folge eines Staudammbruchs eintrat, war wohl die Katastrophe von Johnstown am 31. Mai 1889.*)

Etwa 22,5 km oberhalb dieser Stadt war 1842 im Thale des South Fork ein Sammelweiher für den Kanal von Pensylvanien angelegt worden. Eine Fischereigesellschaft, welche den See 1880 pachtete, nachdem der Kanalverkehr schon lange vorher eingestellt war, liess den Damm ausbessern und gleichzeitig durch Erhöhung desselben den Stauspiegel auf 21 m Höhe und damit den Beckeninhalt auf 45 Mill. cbm, die Beckenoberfläche auf 1,62 qkm bringen.

Die Instandhaltung des Deiches liess indessen fernerhin zu wünschen übrig. Seine Krone sackte in der Mitte, so dass sie statt 2,44 nur noch 1,22 m über der Krone des 22 m breiten Ueberfalls lag. Dieser selbst, an und für sich für ein Niederschlagsgebiet von 145 qkm vollständig unzureichend, war überdies durch Pfeilereinbauten und Fischgitter auf die Hälfte seines Querschnitts zurückgeführt.

Der Entnahme-Thurm war eine Ruine, die Verschlussvorrichtungen, seit lange ausser Gebrauch, versagten den Dienst.

Sachverständige hatten den Damm schon lange für gefährdet erklärt.

Am Tage des Unfalls, am 31. Mai 1889, nach einer längeren Regenperiode hat ein zufällig in der Nähe beschäftigter Ingenieur die Anzeichen des Bruchs kommen sehn, die Einwohner von Johnstown telegraphisch gewarnt und den Versuch gemacht, durch eine schnell hergestellte Entlastungsrinne am westlichen Thalhang die Gefahr abzuwenden. Vergeblich! — Der Damm wurde überströmt, im Nu entstand eine 90 m breite, bis zum Felsen blosgelegte Bresche, aus welcher sich das Verderben, in Gestalt einer 12 m hohen, mit 70 km Geschwindigkeit in der Stunde im Thale dahinfliessenden Welle auf die Stadt ergoss.

Dieselbe wäre bei alldem noch gnädig davongekommen, wenn nicht die Gewölbe des unterhalb liegenden, über den Conemaugh führenden Viaduktes der Pensylvanischen Eisenbahn, durch die herangewälzten Trümmer verstopft, eine neue Thalsperre gebildet hätten, welche nicht einstürzte.

Der Rückstau bedeckte 26 ha der unglücklichen Stadt.

*) Centralbl. 1889. S. 251.

Aus unbekannten Ursachen gerieth der neue Stauwall in Brand, die Flammen theilten sich den Gebäuden mit und vernichteten, was das Wasser verschont hatte.

Von der unwiderstehlichen Gewalt der Fluthen zeugt der Umstand, dass eine Anzahl von Lokomotiven sammt Tender hunderte von Metern weit von der Strömung entführt wurde.

Ueber viertausend Menschen kamen um und ein unberechenbarer Werth an Eigenthum wurde vernichtet.

Die Ausführung des Dammes und auch die Wiederherstellungsarbeiten, nach einem schon im Jahre 1862 ohne schwerere Folgen verlaufenen Bruche, müssen sorgfältig, das (thonigsandige) Material ausgezeichnet gewesen sein, sonst hätten die Dammreste nicht die scharfen, beinah senkrechten Bruchflächen aufweisen können. Die Zerstörung ist durch Ueberströmung veranlasst.

Nach allen Erfahrungen lassen sich die Ursachen der Katastrophen in folgendem zusammenfassen:

1. Ungenügende Dichtigkeit des Dammes oder des Untergrundes.

2. Mangelhafter Anschluss des Dammkörpers an den Untergrund oder an die Einbauten.

3. Beschädigungen des Dammes durch äussere Einflüsse, Wind, Wellen Temperatur, Sackungen.

4. Ueberströmung der Krone in Folge ungenügender Entlastungs- und Ablassvorrichtungen.

II. Zerstörte Mauerwerksdämme.

1. Die alte Puentes-Sperre. (Abb. 77—81.)

Die Mauer war in Bruchsteinen mit Werksteinverblendung in den Jahren 1785—91 in einem engen Felsenthale, unterhalb der Vereinigung der Bäche Velez, Turilla und Luchena zum Guadalantin-Fluss erbaut.

Ihre geradlinige Grundrissbegrenzung näherte sich der Gewölbeform

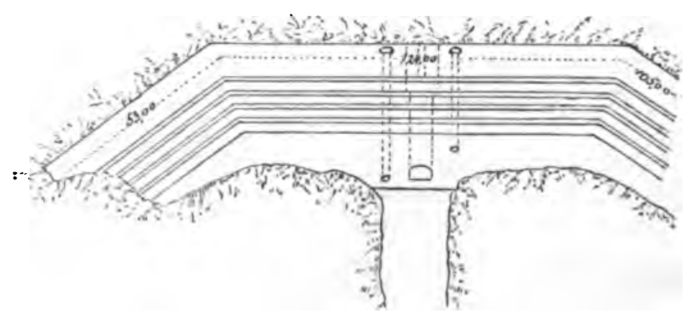


Abb. 77. Alte Puentes - Mauer. Grundriss.

insofern, als die beiden Enden der Hauptmauer stumpfwinklig thalabwärts gebogen waren. (Abb. 77.)

Die Kronenlänge der Mauer, einschliesslich der beiden ungleich langen Flügel, war 282 m, die grösste Höhe 50 m.

Ein gewölbter Grundablass von 6,7 m lichter Weite und 1,53 m Höhe, wasserseitig durch eine kurze Trennungsmauer in zwei Oeffnungen zerlegt, um

die Stützweite des Dammbalken - Verschlusses zu vermindern, durchdrang die Mauer im tiefsten Punkte des Thales. (Abb. 78 u. 79.)

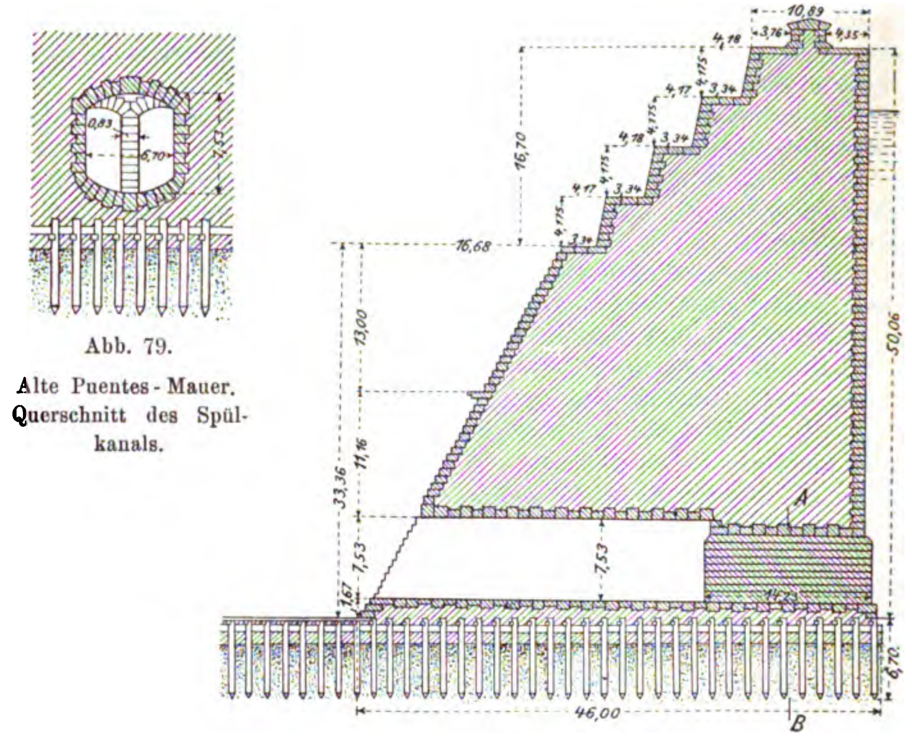


Abb. 79.
Alte Puentes - Mauer.
Querschnitt des Spülkanals.

Abb. 78. Alte Puentes - Mauer. Querschnitt.

Die Entnahme erfolgte mittelst zweier rechteckiger, wasserseitig vorgelegter Brunnen, an welche sich je ein durch die Mauer geführter Kanal von 1,66 m Breite und 1,95 m Höhe anschloss.

Die Wände des engen Thales bestehen aus dichtem Kalkfelsen, dessen Festigkeit ausser Zweifel steht.

Bei den unzureichenden Mitteln der Wasserhaltung der damaligen Zeit, entschloss man sich unglücklicherweise, nachdem das Gerölle und der Sand des Flussbetts bis zu 7,5 m Tiefe freigelegt, ohne dass man auf den Zusammenschluss der Felswände gestossen wäre, die Fundamente auf einen Pfahlrost zu setzen. Die Pfähle waren nur 6,7 m lang und ihre Köpfe durch Riegel gleichlaufend und senkrecht zur Thalrichtung verbunden. Der Rost erstreckte sich nicht nur unter der Fundamentfläche der 46 m starken Mauer, sondern als Sturzbett für den Spül- oder Entnahmestrom noch etwa 40 m thalabwärts.

Der Rost und die Pfahlköpfe waren durchweg in eine 2,5 m starke Mauerplatte eingebettet, welche ausserhalb der Mauer noch durch eine auf den Pfahlköpfen verlegte Beplankung geschützt wurde.

Dieses Fundament hielt sich in den ersten elf Jahren, während welcher Zeit die Niederschläge nicht hinreichten, das Becken zu füllen. Als sich aber am 30. April 1802 der Wasserspiegel bis zu 47 m erhob, wurden die Kiesmassen des ehemaligen Flussbettes sammt Pfahlrost und Sturzbett, wie ein Pfropfen herausgedrückt und durch die Gewalt der Wassermassen eine thorartige Bresche

von 17 m Breite und 33 m Höhe aus dem unteren Theile der Mauer herausgerissen. (Abb. 80 u. 81.)

Schon gleich nach Vollendung der Mauer im Jahre 1792 zeigten sich bei 12 m Stauhöhe an dem geräumigen Spülkanal, der offenbar einen schwachen Punkt der Mauer bildete, Undichtigkeiten. Es wurden Befürchtungen laut, welche sich im Jahre 1797, als infolge eines Wasserstandes im Becken von 39,3 m, im Flussbett Quellen auftraten, vermehrten. Nachdem aber letztere allmählich verschwanden, wuchs das Vertrauen wieder, da man annahm, dass die Schlammablagerungen eine Dichtung bewirkten. Freilich hätte man unter diesen Umständen auf jede Spülung verzichten und das Becken der Verschlammung anheimfallen lassen müssen.

Die Katastrophe begann, nach Augenzeugen, damit, dass aus dem oben beschriebenen Sturzbett, um $2^1/_2$ Uhr Nachmittags, roth gefärbte Wassermengen geräuschvoll hervorbrachen. Gegen 3 Uhr barst der eine der Entnahmebrunnen und die Wassermengen vermehrten sich. Dann erfolgte eine zweite Explosion, welche die Erde erzittern machte und Pfähle, Anker und andere Theile des Pfahlrostes erschienen in dem Strudel. Bis endlich, nach einer dritten Explosion, die Thore des Spülkanals und das umgebende Mauerwerk in einer ungeheueren, roth leuchtenden Woge hinweggerissen wurden.

Die 52 Millionen cbm des Beckeninhalts liefen binnen einer Stunde ab.

Der Bote, welcher die 11 km unterhalb gelegene Stadt Lorca warnen sollte, musste sich, von den Fluthen eingeholt, auf die Berge flüchten.

Nach einem im Sommer des Unglücksjahres erstatteten, offiziellen Bericht kamen 680 Menschen um und wurden 809 Häuser zerstört.

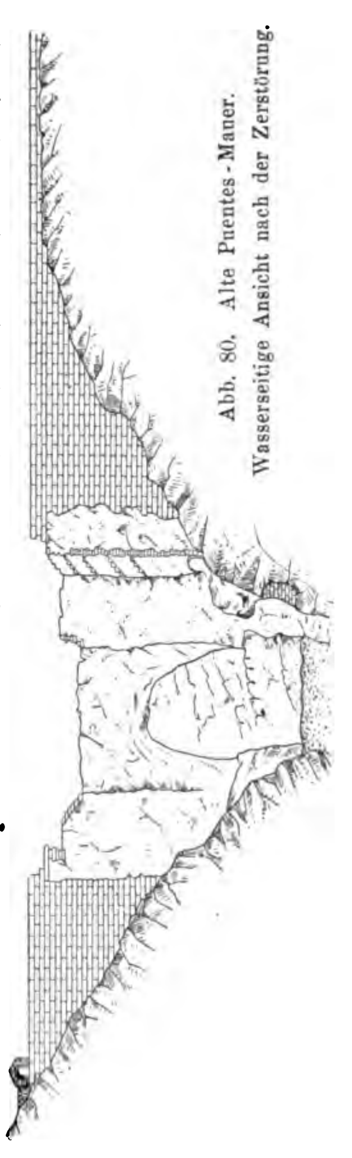


Abb. 80. Alte Puentes-Mauer.
Wasserseitige Ansicht nach der Zerstörung.

Die Ablagerungen hinter der Mauer hatten zur Zeit der Katastrophe eine Höhe von 13,4 m erreicht und trotzdem, dem gewaltigen Wasserdruck nicht widerstehen können.

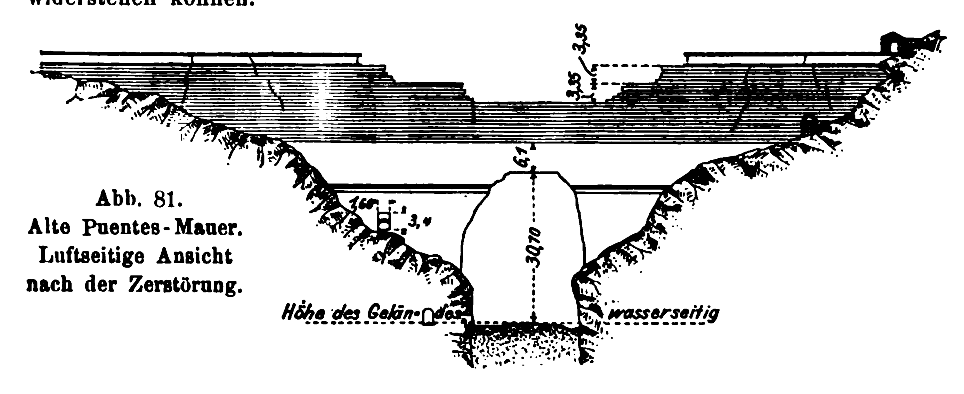


Abb. 81.
Alte Puentes-Mauer.
Luftseitige Ansicht
nach der Zerstörung.

Nach Aymard muss sich die Kritik nicht gegen die Widerstandsfähigkeit der Mauer und die geringe Tiefe und Schwäche der Pfahlrostfundirung, sondern gegen diese Art der Gründung überhaupt richten. Er schliesst aus dem Vorgang der Zerstörung, dass Erddämme unter einem Staudruck von über 30 m, welches auch die auf ihre Ausführung verwandte Sorgfalt sei, nicht stehen können.

In den Grundriss der Mauer lässt sich zwanglos ein Gewölbe von rd. 160 m Halbmesser beinahe gleich der vollen Mauerstärke hineinzeichnen. Diese Form hat also nicht zu verhindern vermocht, dass gerade der Gewölbescheitel in so bedeutendem Umfang vom Wasser mit fortgenommen wurde.

2. Die neue Puentes-Sperre. (Abb. 82 u. 83.)

Erst im Jahre 1861 wurde der Entschluss gefasst, die Mauer wiederherzustellen. Da man glaubte, dass die 5 m unter Flusssohle 18 m auseinanderstehenden Thalwände eine Kluft von unbegrenzter Tiefe bildeten und der unter

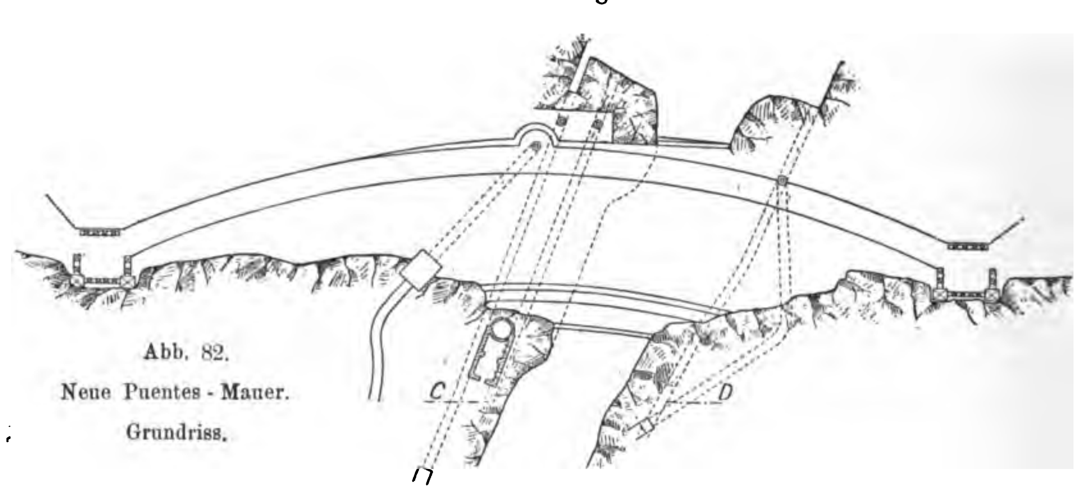


Abb. 82. Neue Puentes - Mauer. Grundriss.

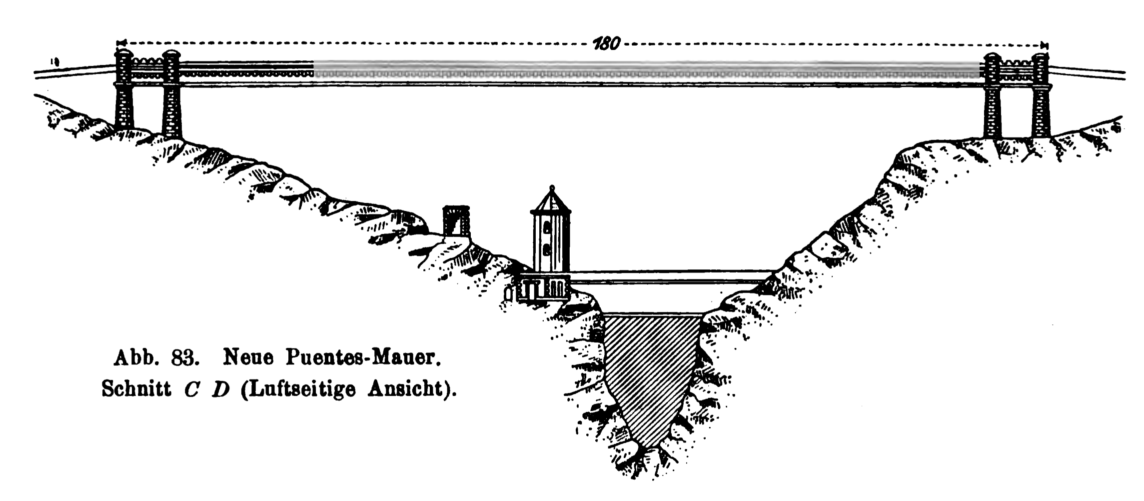


Abb. 83. Neue Puentes-Mauer. Schnitt *C D* (Luftseitige Ansicht).

dem Flussbett anstehende Mergel nicht im Stande sei, die Last zu tragen, auch ein 100 m thalabwärts der eingestürzten Mauer getriebener Versuchsbrunnen keine andere Bodenbeschaffenheit zeigte, beabsichtigte man die eigentliche Mauerlast mittelst dreier über das Thal gespannter Gewölbe auf die festen Hänge

der alten Baustelle zu übertragen. Der Schluss der Oeffnungen bis zum festen Mergel sollte durch Mauerwerks- und Betonpfropfen erfolgen.

Indem man dem Mergel durch zuerst kiesige, dann allmählich in reinen Thon übergehende Ablagerungen des Flusses nachging, fand man, dass sich wider Erwarten die Felswände in 24 m Tiefe unter Flusssohle vereinigten.

Das Fundament konnte also auf den Felsen gesetzt werden, wenn sich auch bei dem grossen Wasserandrang und der dadurch gebotenen Eile, die Mächtigkeit desselben über dem darunter vermutheten Mergel, nicht feststellen liess.

Die Vorbereitung für die Gründung bestand zunächst in der Ableitung des Flusses. Dazu stand ein, noch vom alten Bauwerk herrührender Tunnel, welcher in der rechten Felswand des Thales die Baustelle umging, zur Verfügung. Derselbe war trotz der rasenden Strömung, welche ihn durchspült hatte, unversehrt geblieben. Ihm gleichlaufend wurde ein zweiter Stollen durch den rechten Thalhang getrieben und ein dritter durch den linken Thalhang. Es sei vorausgeschickt, dass diese ohne jede Ausmauerung im Gefälle 1 : 100 durchgeführten Stollen, — der längste ist 80 m lang — später als Spülkanäle benutzt und durch wasserseitig angeordnete, hydraulisch bewegte, eiserne Schützen geschlossen wurden.

Der Gesammtquerschnitt der drei Stollen beträgt 14,0 qm. Nur einer derselben wurde für gewöhnlich zur Wasserabführung ausgenutzt, die beiden andern konnten dem Materialtransport (auf Schmalspurgleisen) überlassen bleiben.

Ausser einem kleinen Erddamm, welcher das Wasser den Spülkanälen zuführte, wurde thalaufwärts ein zweites Abschlusswerk errichtet, zur Bildung eines Beckens von etwa 1 Million cbm Inhalt.

Dasselbe hatte den Zweck, plötzlich eintretende Hochwasser aufzuspeichern, um sie später ohne Gefährdung der Baugrube allmählich durch die Tunnel ablassen zu können. Gegen den Rückstau thalseitig der Baustelle schützte man sich durch Ablagerung des Aushubs zwischen Quermauern.

Der Aushub betrug über 16000 cbm. Die Anzahl der zur Wasserhaltung mittelst Centrifugalpumpen erforderlichen Pferdestärken stieg bis zu 50. Ausserdem fanden noch Pulsometer Verwendung. Die Baugrube wurde berg- und thalseitig durch je ein Gewölbe von 2,0 m Dicke abgesperrt, welches dem Aushub voraneilte.

Dreimal wurde der obere Erddamm durch Hochfluthen zerstört und die Baugrube überschwemmt, ungerechnet verschiedene kleinere Einbrüche des Wassers. Der Grundwasserandrang war gross, da, ausser dem berg- und thalseitig zuströmenden Wasser, sich in den Felswänden drei ergiebige Quellen zeigten. Nachdem der gesunde Fels blosgelegt, gereinigt, abgetreppt und aufgerauht war, wurde der Fundamentmauerklotz in Gestalt eines Keils von 4,0 m Schneide, rd. 18,0 m Rückenbreite, 72,0 m Länge und von 15000 cbm Inhalt in rasch bindendem Portlandcementmörtel (200 kgr. auf 1 cbm Mörtel) hergestellt.

Diese Arbeiten nahmen die Zeit vom Januar 1880 bis dahin 1882 in Anspruch.

Auf dem Fundamentkörper erhebt sich die eigentliche Mauer 48,0 m hoch mit 39,0 m Sohlen- und 4,0 m Kronenbreite.

Die ersten 20 m der Höhe sind mit den kostbaren Werksteinen der alten Mauer, welche gänzlich abgebrochen ist, der Rest mit bossirten Steinen verblendet.

Das Innere ist in Kalkbruchsteinen mit einem an Ort und Stelle gebrannten Fettkalkmörtel hergestellt, welcher durch Zusatz von Portlandcement in mässigem Grade hydraulische Eigenschaften erhielt.

Die Wasserentnahme erfolgt mittelst eines Schartenbrunnens, an welchen zwei gusseiserne Rohre von je 70 cm Durchmesser, mit kalibrirten Schieberverschlüssen luftseitig, anschliessen.

Die Scharten sind in neun Horizontalreihen von abwechselnd je zwei und drei Oeffnungen über die Höhe des Thurmes vertheilt. Jede der Oeffnungen von 10 cm Breite und 20 cm Höhe wird für gewöhnlich mit gusseisernem Schütz verschlossen gehalten, mit Ausnahme derjenigen, welche dicht unter dem jeweiligen Wasserspiegel, zur Entnahme dienen.

Die beiden Rohrleitungen liegen in einem 19 m hoch über Flussbett durch den rechtsseitigen Thalhang getriebenen Tunnel.

Der unterhalb liegende Raum des Beckens ist zur Aufnahme von etwa 3 Millionen cbm Schlammmassen bestimmt, deren Ablagerung in einem Zeitraum von zwanzig Jahren zu erwarten ist, wenn man nach den Erfahrungen im alten Becken schliessen darf, wo sie in zehn Jahren 13,4 m Höhe erreichten.*) Die Verschlusschieber werden hydraulich bethätigt und ergiessen das Nutzwasser in einen offenen Kanal, welcher es einer 400 m thalabwärts befindlichen Vertheilungsvorrichtung zuführt. Dieselbe besteht in einem Becken, in welches das Wasser ohne merkliche Geschwindigkeit eintritt und aus welchem es durch rechteckige Oeffnungen einer Bronzeplatte ausfliesst. Die Oeffnungen sind je 20 cm hoch und von verschiedener Breite, welch letztere so bemessen ist, dass die Abflussmenge ein Vielfaches der spanischen Einheit

1 hilas = 10,61 Sekundenliter,

entsprechend einer Schlitzbreite von 21 mm ist.

Jede Oeffnung kann durch ein Schütz abgesperrt werden.

Die Hochwasserüberfälle sind unabhängig von der Mauer in beide Ufer des Beckens, unter Aufwendung erheblicher Aushubarbeiten eingeschnitten. Sie führen den Ueberschuss des Wassers, der eine 200 m, der andere 1000 m unterhalb der Sperre, dem Guadalantin wieder zu.

Ihre Breite ist mit 40 m so ausgiebig bemessen, dass die vorgesehene Stauhöhe von 45,5 m nicht überschritten wird.

Ein bemerkenswerther Unfall trug sich zu, als die Spülschützen im Vollendungsjahre 1887 zum ersten Male geöffnet werden sollten.

Es steht zu dem Zwecke eine Dampfmaschine von fünfzehn nominellen Pferdestärken mit einer Pumpe und einem Akkumulator auf dem linken Ufer, am Fusse der Mauer zur Verfügung.

Die stark konstruirten Schützstangen sind mit den Kolbenstangen der hydraulischen Cylinder unmittelbar verbunden.

Eine der ersteren brach beim Anhub und man war gezwungen, durch thalseitig eingebaute Schützen und in den Zwischenraum eingelassenes Wasser die Schütztafel zu entlasten, um sie herausziehen und ausbessern zu können.

So sehr also der Ersatz des spanischen Thores durch andere Vorrichtungen, welche die Arbeiter weniger gefährden zu empfehlen ist, so schwierig ist es, diese selten benutzten Verschlüsse zweckmässig einzurichten.

Die Ingenieure Zoppi und Torricelli behaupten ferner, dass der Querschnitt der hier vorhandenen drei Spülkanäle, in einen einzigen vereinigt, eine

*) Thatsächlich soll in den Jahren 1884—87 das Becken bereits bis auf 19 m Höhe verschlammt gewesen sein.

viel wirksamere Spülung gestatten würde. (Schützenverschlüsse wären für einen so grossen Querschnitt — 14 qm — unter dem hohen Wasserdruck noch weniger empfehlenswerth.)

Der cbm Mauerwerk, dessen Gesammtinhalt oberhalb des Fundamentes 110000 cbm beträgt, kostete nur 11,2 Mrk.

Der geringe Preis erklärt sich aus der Heranziehung billiger (italienischer) Arbeitskräfte, der Verwendung der Steine der alten Mauer, an Ort und Stelle gebrannten Kalkes und des daselbst gefundenen Flusssandes. Ein hoher Preis musste nur für den Portlandcement gezahlt werden.

Das Niederschlagsgebiet des Beckens hat eine Grösse von 1500 qkm und es ist auf eine unregelmässig über das Jahr vertheilte Regenhöhe von i. M. 0,334 m zu rechnen.

Ein Fünftel davon (rd. 100 Mill. cbm) gelangt zum Abfluss. Das Becken mit seinen 40 Mill. cbm Inhalt befindet sich daher in günstigen Verhältnissen.

Die Baukosten, der Erwerb der alten Sperrmauer, die Enteignung der Ländereien, die Interessen während der Bauzeit und die Aufwendungen für alles Zubehör (Telegraphenleitung und Zufuhrweg nach Lorca) verschlangen eine Summe von 3 Mill. Mrk. Der cbm nutzbaren Beckeninhaltes kostet daher etwa 7,5 Pfg. Das Bewässerungs-Konsortium rechnet nur auf wenig mehr als einmalige Füllung des Sees, nämlich auf eine das ganze Jahr hindurch währende Abgabe von 1500 Sekundenliter. Der Einheitspreis beträgt für ein Sekundenliter 400 Mrk., so dass eine hohe Verzinsung gesichert ist. Es ist zu bemerken, dass auch während des Winters möglichst sinkstoffreiches Wasser, zur Befruchtung der Felder, abgegeben wird und wahrscheinlich beinahe der doppelte Beckeninhalt nutzbar gemacht werden kann.

3. Die Sperre von Gasco oder Guadarrama.

Dieses Bauwerk würde die grösste Sperrmauer der Welt gewesen sein. Sie sollte unweit Madrid den Guadarrama, einen Nebenfluss des Jarama geradlinig mit einer grössten Höhe von 93,33 m absperren. Die Kronenlänge würde 250,77 m erreicht haben. Die Basis hatte 72,45 m, die Krone sollte nur 4,08 m breit sein. Als wasserseitige Profilbegrenzung war eine unter 60° geneigte Gerade angenommen. Die Mauer bildete im Grundriss gesehen einen Rost, bestehend aus zwei äusseren Verblendmauern von je 2,78 m Stärke, verbunden durch eine Anzahl Quermauern gleichlaufend der Thalachse. Die so entstehenden Fächer wurden mit Steinen und Thon ausgefüllt. Ein gewaltiger Spülkanal von 8,36 m Breite war vorgesehen. Im Jahre 1788 begann der Bau. Aber schon am 14. Mai des folgenden Jahres, nachdem er 57,12 m Höhe erreicht hatte, blähten ungeheure Regengüsse die Füllmassen auf und führten die Zerstörung eines grossen Theils der äusseren Mauer herbei. Man überzeugte sich von der Unhaltbarkeit des System's und gab die Arbeit auf. Auch der angelegte Derivationskanal verlor in den quartären Sanden der Umgebung von Madrid vollständig seinen Inhalt.

4. Die Sperre des Val de Infierno. (Siehe Th. I. Abb 16.)

Nicht ganz so grossartig, in einem Engpass des Flusses Luchena, mit polygonalem Grundriss, im Jahre 1792, 13 km oberhalb von Puentes angelegt, blieb diese Sperrmauer ein Torso, weil erst während der Ausführung eine durchlässige Bank in 35,5 m Höhe über Thalsohle entdeckt wurde. Der Entnahmebrunnen hatte zu grosse Abmessungen erhalten und der bedeutende Höhenabstand

der Scharten erschwerte die Spülung und Entnahme noch mehr. Im übrigen gleicht der Bau den beschriebenen, spanischen Thalsperren.

Das Becken ist gegenwärtig gänzlich verschlammt und die Mauerkrone wird in prächtiger Kaskade von dem Flüsschen überströmt.

5. Die Habra-Sperre in Algier. (Abb. 84—94.)

Die ausserordentlichen Erfolge, welche in Spanien durch Stauweiher für Bewässerungszwecke erzielt waren, veranlassten die französische Regierung, ähnliche Unternehmungen durch die Ueberlassung von Ländereien in Algier zu begünstigen.

Einer sich bildenden Genossenschaft wurden 240 qkm bebaubares Gelände im Habrathale unter der Bedingung überlassen, diese und noch weitere 120 qkm dem Staate gehöriges Land mit Sperrenwasser zu versorgen.

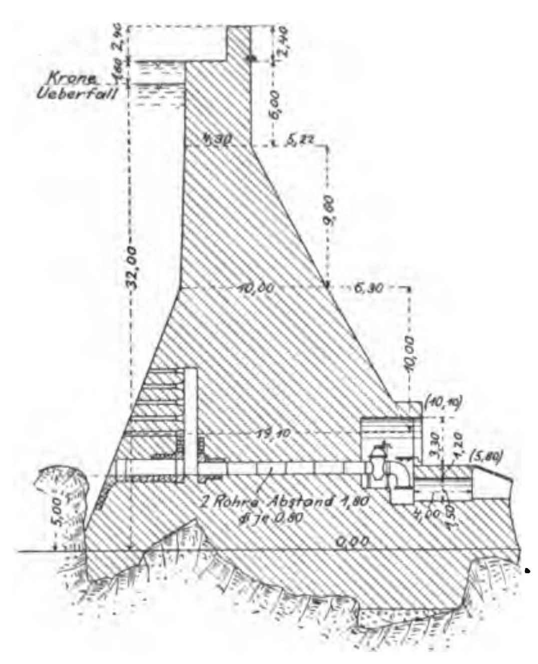


Abb. 84. Die Staumauer der Habra. Querschnitt.

Der Habrafluss hat ein Niederschlagsgebiet von rd. 8000 qkm, liefert aber in Folge der ungünstigen, klimatischen und Boden-Verhältnisse nur eine jährliche Abflussmenge von durchschnittlich 108 Millionen cbm.

Diese vertheilt sich zeitlich sehr ungleichmässig, denn sie schwankt von $^1/_2$ cbm, Sekunde bis 700 cbm, Sekunde und darüber. Die Hochfluthen treten plötzlich auf und werden von reichlichen Niederschlägen, deren Gebiet indessen ziemlich eng begrenzt ist, erzeugt.

Nachdem am Sig bei Tabia und am Tlélatfluss in Oran je ein Erddamm durch Hochfluthen zerstört war, entschied man sich dafür, den Habrafluss durch einen Mauerwerksdamm abzusperren.

Der Beckeninhalt wurde auf 30 Mill. cbm bemessen.

Die Arbeiten begannen im November 1865.

Der Fels des Baugrundes bestand aus tertiären Kalk- und Sandsteinbänken von wechselnder Festigkeit mit eingelagerten Thonschichten, welche theilweis bis zu grosser Tiefe entfernt werden mussten. Der Sandstein besass eine geringe Mächtigkeit, überlagerte eine Schicht miocänischen Thonschiefers und fiel mit 30° nach dem Thal zu ein, während der Thonschiefer den höheren Einfallswinkel von 45° in derselben Richtung bildete.

Die Unebenheiten der Felsoberfläche in der Baugrube wurden zunächst durch ein i. M. 5 m starkes Betonbett ausgeglichen. (Abb. 84.) Darauf erhob sich eine Art Sockel aus Bruchsteinmauerwerk von 2,0 m Höhe, gegen welchen die eigentliche Mauer luftseitig um 2,0 m zurückspringt.

Die Hauptmauer (Abb. 85) ist, abgesehen von dem am rechten Ufer zurückbiegenden kurzen Flügel, auf 325 m annähernd geradlinig. An das linke

Ende schliesst sich, unter 35° gleichfalls thalaufwärts zurückbiegend, das niedrige Profil des Ueberfalls an und stellt auf 125 m Länge die Verbindung mit dem linken Thalhang her.

Die Krone des Ueberfalls liegt 1,6 m unter der Krone der Hauptmauer und ist mit einem Steg überbrückt.

Zwei Spülkanäle durchdringen den Hauptmauerkörper in der Thalsohle in 35,7 m Achsabstand von einander. Der lichte Querschnitt ist wasserseitig nur je 1,2 · 2,0 m, erweitert sich indessen luftseitig trichterförmig, mit einem Sohlengefälle von 11,3 cm pro m, auf 1,5 · 4,0 m.

Der Verschluss besteht in Metallschützen, welche von der Mauerkrone aus bethätigt werden.

Fast alljährlich machen die sich anhäufenden Sinkstoffe die Benutzung der Spülkanäle erforderlich.

Die Wasserentnahme (Abb. 84) erfolgt aus zwei mit Scharten versehenen Brunnen, welche vollständig innerhalb des Mauerquerschnitts liegen. An jeden schliessen sich zwei gusseiserne, in 1,8 m Achsabstand eingemauerte Rohre von 0,8 m lichtem Durchmesser, mit Schieberverschlüssen luftseitig, an.

Die Gewalt des ausströmenden Wassers wird durch die nach unten gekrümmte Mündung auf einem Wasserpolster gebrochen.

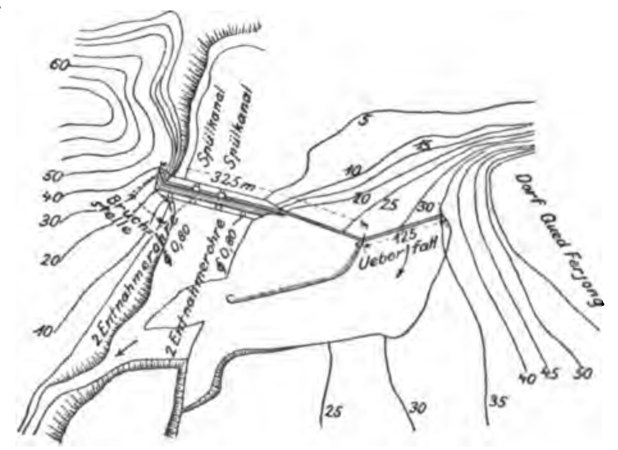


Abb. 85. Die Staumauer der Habra.
Lageplan.

Die beiden linksseitigen Entnahmerohre waren nicht im Gebrauch.

Das für die Mauer verwendete Material entstammt der Umgebung derselben, weil bei einem Verbrauch an Mauerwerk von rd. 500 cbm für den lfd. m der Sperrmauer anderes nicht wohl in Betracht kommen konnte.

Man war also auf den Tertiärsandstein angewiesen und die Oberleitung hatte strenge den Ausschluss der weicheren Schichten, namentlich derjenigen von ausgeprägt schiefriger Struktur, vorgeschrieben. Ob diese Vorsicht immer beachtet wurde, ist nicht mit Sicherheit anzugeben.

Der Sand wurde aus dem Habrabett, flussaufwärts der Mauer entnommen, bis das sich aufstauende Wasser eine Verschlammung desselben herbeiführte. Darauf musste er aus grösserer Entfernung von unterhalb herangeschafft werden, und zeigte zwar keine Verunreinigungen, aber eine zu grosse Feinheit.

Ausserdem hatte die Ober-Leitung die Verwendung einer „rothen Erde“ statt Sand für das Innere der Mauer zugelassen, welche 22—24 Gewichtstheile Thon enthielt.

Der hydraulische Kalk wurde aus einem Kalkstein mit 1—10% Sand- und 16—31% Thongehalt an Ort und Stelle bereitet.

Das Mischungsverhältniss des Mörtels war ein Theil Kalk auf zwei Theile Sand. Für ein Bauwerk, welches bestimmt war 32,0 m Wasserdruck zurückzuhalten, hätten die hydraulischen Eigenschaften des Kalkes vorzüglich

sein, auch den ungebundenen Kalkstückchen Zeit gegeben werden müssen, durch längeres Lagern und Aufnahme von Feuchtigkeit unschädlich zu treiben.

Nach dem französischen Ingenieur Minard dauert es 1 — 2 Jahre, bis dieser Prozess gänzlich beendet ist.

Es ist noch zu erwähnen, dass die Cholera unter den Bauarbeitern wüthete und ihre gelichteten Reihen nur mit Mühe wieder gefüllt werden konnten.

Schon bei dem ersten Einstau der Mauer zeigten sich zahlreiche Durchsickerungen und nahmen beim weiteren Steigen so zu, dass der Damm wie ein ungeheures Filter erschien.

Allmählich bedeckte sich die Luftseite mit einer glänzenden Kalksinterschicht und die Durchsickerungen liessen nach. Diese Sinterungen sind das Zeichen eines Auslaugens (appauvrissement) des Mörtels. Am 10. März 1872 wurde in Folge einer Hochfluth, welche den mangelhaft gegründeten und schwach konstruirten Ueberfall 2,0 m hoch überströmte, der letztere zerstört.

Man hatte bei der Bemessung des Ueberfalls nur auf:

$$125 \cdot 1{,}8 \cdot 1{,}3^{3/2} = 437 \text{ cbm/Sek.}$$

gerechnet. Es müssen aber, zuzüglich des durch die Entnahmeöffnung abströmenden Wassers, an 700 cbm thatsächlich abgestürzt sein.

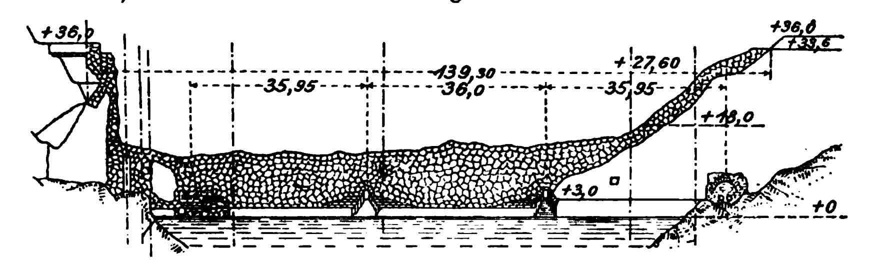


Abb. 86. Die Staumauer der Habra.
Luftseitige Ansicht nach dem Bruch vom 16. Dezember 1881.

Die Wiederkehr einer ähnlichen Hochfluth wurde für so unwahrscheinlich gehalten, dass bei der Wiederherstellung der Ueberfallmauer die Krone derselben nicht tiefer als bisher (1,6 m) unter den äussersten zulässigen Stau (33,6 m) gelegt wurde. Ja man dachte sogar daran, sie durch einen beweglichen Aufsatz zu erhöhen.

Leider erwies sich die Voraussetzung als gänzlich unbegründet. Nachdem die Thalsperre beinahe neun Jahre im Betrieb war, brach sie unter einer Hochfluth vom 16. Dezember 1881 auf rd. 140 m Länge und 18 m Tiefe weg.

Der Ueberlauf hielt dieses Mal Stand. Man schätzte nach vorhandenen Spuren die Stärke der Strahldicke des Ueberfalls auf 2,25 m und die allein über seine Krone stürzende Wassermenge auf 750 cbm/Sek. Im Ganzen hat der sekundliche Abfluss weit über 800 cbm betragen und die sekundliche Zuflussmenge muss noch bedeutend grösser gewesen sein, weil die grosse Beckenoberfläche den Ausgleich vermittelte und nur einem Bruchtheil den Abfluss gestattete.

Die Bresche des Jahres 1872, deren Erguss schätzungsweise auf 5600 cbm i. d. Sekunde beziffert wird, hatte verhältnissmässig wenig Schaden im Gefolge. Die neun Jahre der Bewässerung hatten indess genügt, aus dem unfruchtbaren und unbewohnten Thale ein blühendes, eng besiedeltes Kulturland zu schaffen.

Obgleich die Bewohner benachrichtigt waren, fielen der Katastrophe von 1881 an vierhundert Menschenleben zum Opfer. Das Dorf Perrégaux, welches

unterhalb der Mauer lag, wurde sammt seinem Bahnhofe hinweggeschwemmt, die Gleise des letzteren auf 1700 m aufgerissen und jede Verbindung unterbrochen.

Der Landwirthschaftsminister entsandte eine Kommission zur Untersuchung des Unglücksfalles.

Ueber die Ergebnisse der Nachforschungen hat jedoch nie officiell etwas verlautet.

Nach Guillemain soll das Mauerwerk nicht im Stande gewesen sein, im Punkte B (Abb. 87.) eine Pressung von 10 kgr/qcm zu ertragen*).

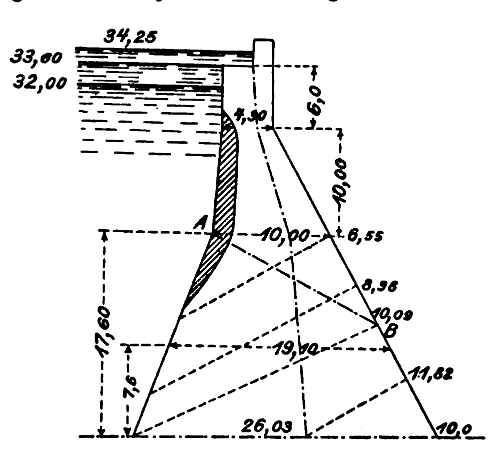


Abb. 87. Staumauer der Habra.
Pressungen in kgr/qcm nach Bouvier.

Das ursprüngliche Profil der Habra ist nach der Delocre'schen Methode, d. h. nur unter Berücksichtigung der auf die wagrechte Fuge wirkenden, senkrechten Komponente der Resultirenden berechnet. (Theil I Abb. 93).

Danach war die grösste Pressung nach Pochet an der Basis, luftseitig 6,75 kgr/qcm, wasserseitig 5,10 kgr/qcm.

*) Das wäre kaum glaublich, wenn nicht die Thatsache feststände, dass gelegentlich einer Spülung, während welcher sich das Schütz festgeklemmt, und welche die Entleerung des Beckens zur Folge hatte, die Wände des betreffenden Spülkanals geradezu ausgewaschen wurden. (Abb. 88—91).

Die Wiederherstellung des Spülkanals erfolgte in schweren Hausteinen, um die kleinen Steine und den schlechten Mörtel des eigentlichen Mauerwerks zu schützen. — Die Spülung unter Verwendung von Schützenverschlüssen — sei hier eingeschaltet — bewährte sich wenig. Das Ziehen des Schützes dauerte bei vier Mann Bedienung der Winden fünf Stunden, sodass die volle Wirkung des Spülstroms erst nach grossen Wasserverlusten eintrat. Gerade um letztere zu vermeiden, hatte man statt des spanischen Thores, bei welchem nach Lösung des Dammbalkenverschlusses der ganze Beckeninhalt Preis gegeben wird, die Anordnung von Schützen vorgezogen.

Staumauer der Habra.

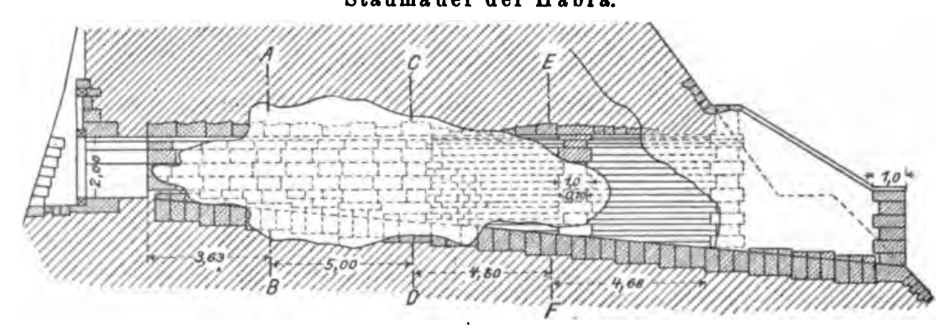


Abb. 88. Zerstörter Spülkanal. Längsschnitt.

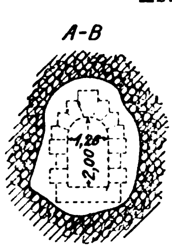


Abb. 89.

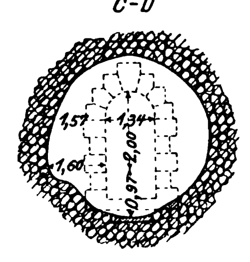


Abb. 90.

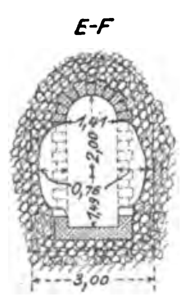


Abb. 91.

Nach Bouvier's Methode erhält man die umstehend eingeschriebenen, bedeutend höheren Zahlen. (Abb. 87).

Auch fällt die Drucklinie in den oberen Theilen der Mauer bei gefülltem Becken ausserhalb des mittleren Drittels, wodurch sich der schraffirte Theil der Mauer dem Drucke entzieht und rechnungsmässig Zugspannungen von 1 kgr/qcm im Punkte A zu erwarten sind.

Eine daselbst sich bildende Fuge wird dem Auftrieb einen Angriffspunkt gewähren, welcher das Gewicht des wasserseitigen Mauertheils vermindert und die Drucklinie noch mehr luftseitig verschiebt. Hierdurch erfahren wieder die Zugspannungen eine Vermehrung, die Fuge vertieft sich: Schliesslich genügt die wasserseitige Pressung, um die am meisten belasteten Punkte zu zermalmen und der Einsturz erfolgt.

Eine andere Erklärung giebt Clavenad*) am Schlusse seiner Denkschrift über die Stabilität der Staumauern. Er rechnet für die Bruchfläche eine Scheerspannung von 0,44 kgr/qcm aus, welche hinreichend sein soll, um die Zerstörung herbeizuführen.

Sollte wirklich der endgültige Einsturz durch Abscheerung eingetreten sein, so wird ihm die Fugenbildung und damit eine beträchtliche Schwächung des widerstandsfähigen Querschnitts vorausgegangen sein.

Dem Profil wird mit Recht der Vorwurf gemacht, dass der einspringende Winkel bei A (Abb. 87) den geschilderten Vorgang begünstigt.

Theorie und Praxis sind darüber einig, dass eine derartige Diskontinuität des Querschnitt's gewissermassen die Kimme bildet, wo die Zerstörung einsetzen wird, wie denn auch thatsächlich die Bruchfuge dicht oberhalb A begann.

Indessen ist es nicht ausgeschlossen, dass trotz der unzulänglichen Materialien, und des rechnungsmässig schwachen, unzweckmässigen Profils die Mauer die Ueberströmung ausgehalten hätte, wenn nicht noch andere, äussere Ursachen mitgewirkt hätten. Beträchtliche Durchsickerungen am rechten Thalhang, welche den Felsen selbst angriffen, verursachten eine Lockerung und ein Nachgeben der Mauer in der Gründungsfläche. Dieser Umstand ist, wenn nicht als Ursache, doch als die Einleitung des Bruches einer zu schwachen, überanstrengten Konstruktion zu betrachten.

Gerade am Zusammenstoss der eigentlichen Mauer mit der kurzen Flügelmauer schwächten ferner zwei Verwerfungsspalten die Verbindung. Die ohnehin nicht sehr widerstandsfähigen Sandstein- und Thonschieferschichten wiesen daselbst eine Verschiebung von rd. 6,0 m in senkrechter Richtung gegen einander auf. Die Flügelmauer war nicht wie die Hauptmauer in den festen Sandstein eingelassen, sondern ruhte auf den wechsellagernden Thon- und Sandsteinschichten

Der Thon erweichte in Berührung mit dem Sperrenwasser, blähte sich und wurde allmählich von den reichlichen Quellen hinweggeführt. Die beiden Mauern trennten sich in sichtbaren Rissen, denen auch die Bruchfuge gefolgt ist. Die thalseitig stehen gebliebene Wand zeigte eine beinah senkrechte Begrenzung. Die Profile durch die Bresche ähneln denen von Bouzey in ihren Umrissen und in ihrer Höhenlage im Verhältniss zur Mauer. (Abb. 92—94.)

Drei grosse Blöcke, deren grösster etwa 1000 cbm Inhalt besitzt, sind durch die Strömung etwa 400 m thalabwärts geführt. Das Mauerwerk der letzteren, sowie die stehengebliebenen Theile zeigten eine gute Beschaffenheit.

---

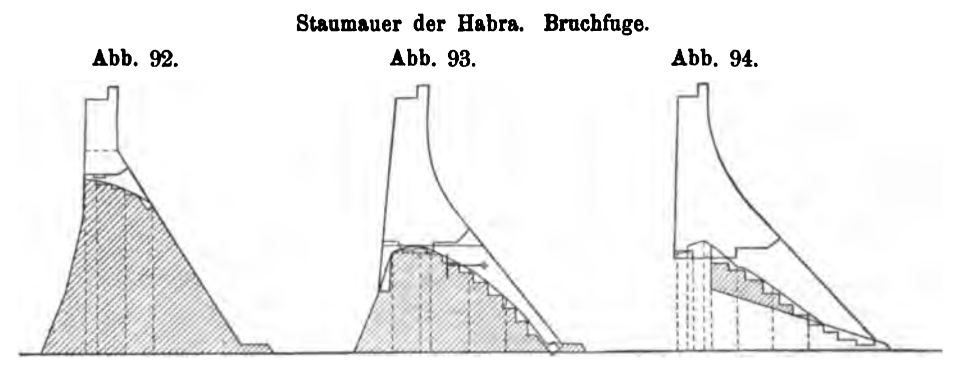
*) Clavenad war Sekretär der vorerwähnten Untersuchungskommission.

Die Kosten der 150000 cbm haltenden Sperrmauer betrugen 3,2 Millionen Mrk. rd. 10 Pfg. pro cbm Beckeninhalt. Die Wiederherstellungsarbeiten nach dem Bruche, welche die Jahre 1883—87 in Anspruch nahmen, verschlangen rd. 1,1 Millionen Mrk.

Das neue Profil vermeidet den einspringenden Winkel wenigstens an der gefährdeten Stelle und ist luftseitig durch eine Parabel und deren Tangente begrenzt. Die Drucklinie bleibt im mittleren Drittel und die Pressungen vermindern sich. Das beim Einsturz stehen gebliebene Mauerwerk wurde in Stufen von 1,8 m Höhe ausgearbeitet und darauf zunächst in Cementmörtel, weiter oberhalb in hydraulischem Kalkmörtel von Theil, das neue Profil aufgesetzt. Altes und neues Mauerwerk sind ausserdem noch durch eiserne Anker verbunden. Die rechtsseitige Flügelmauer ist in die Verlängerung der Hauptmauer gelegt und nunmehr bis auf feste Bänke herabgeführt.

Staumauer der Habra. Bruchfuge.

Abb. 92. Abb. 93. Abb. 94.



Linke Seite. Mitte. Rechte Seite der Bresche.

Auch nach der Wiederherstellung zeigten sich Durchsickerungen im Gesammtbetrage von etwa 1 l/Sek., welche die Befürchtung erweckten, dass sich die Thonmassen ausdehnen und aufweichen würden. Es ist daher vorgesehen, den Felsen in der Nähe des Abschlusswerkes mit Mauerwerk zu bedecken und durch eine Entwässerungsnetz das Wasser unschädlich abzuführen.

6. Die Staudämme des Sig. (Abb. 95.)

Der Sig, einer der Hauptnebenflüsse des Macta in der Provinz Oran weist zahlreiche Staudämme auf, deren bedeutendste, jene von Tabia, Saint Denis du Sig und Grands Cheurfas gegenwärtig zertört liegen.

Der Erddamm von Tabia bildete ein Becken von 3,5 Mill. cbm Inhalt und wurde schon im Jahre 1856 der Raub einer Hochfluth.

Der Damm von Saint Denis du Sig besteht aus einer in den Jahren 1845 und 46 auf den Resten uralter, türkischer oder sogar römischer Dämme erbauten Mauer von 30 m Länge, 9,0 m Stärke und 10 m grösster Höhe, ungerechnet einen 4 m hohen Fundamentklotz aus Beton. An die Mauer schliesst sich thalabwärts ein ungeheures Sturzbett, in Gestalt eines Mauerklotzes von 49 m Längenerstreckung an.

Ein eigentlicher Stausee von 3,5 Mill. cbm Inhalt und 0,54 qkm Oberfläche wurde erst im Jahre 1858 durch Erhöhung der Mauer um 17,5 m gebildet. Die neue Mauer hatte am Fusse die gleiche Stärke wie die alte, nimmt nach oben auf 5,43 m ab und erreicht eine Kronenlänge von 97,37 m. Die Wassertiefe betrug nur 16,5 m, da sich die Flusssohle innerhalb des Beckens bis zur Krone der alten Mauer erhöht hatte.



Abb. 95. Staumauer von St. Denis du Sig. Querschnitt.

Der Untergrund in der Umgebung der Mauer besteht aus Mergel mit eingelagerten Thonschichten.

Die Mauer selbst steht auf einem Rücken festeren, aber klüftigen Kalksandsteins, dessen Risse auscementirt wurden.

Anfangs zeigte die Mauer nur unbedeutende Durchsickerungen, welche aber nach einigen Jahren, nachdem die den Mergel bedeckende Thonschicht aufgeweicht und hinweggespült war, namentlich am rechten Hang zu beträchtlichen Wasserverlusten Veranlassung gaben.

Der Ingenieur Petit bekämpfte die Wasserverluste wirksam, indem er die Schichtungsfugen der gefährdeten Stelle im Jahre 1868 mit einer 0,5 m starken Mauer bis auf 40 m thalaufwärts zudecken liess. Die Decke wurde später bis auf 200 m verlängert.

Ein Nachtheil dieser ersten grösseren, algerischen Thalsperre zeigte sich in der raschen Verschlammung.

Aus einem Niederschlagsgebiet von 3500 qkm gelangten innerhalb acht Jahren etwa 750000 cbm Schlammmassen im Becken zur Ablagerung.

Die beiden Spülrohre, ebenso wie die Entnahmerohre durch die Mauer geführt, hatten nur 50 cm Durchmesser und konnten, trotz Nachhülfe von Hand, nur kleine Rinnen in unmittelbarer Nähe ihrer Mündungen offen halten, während sich die Verschlammung 1900 m thalaufwärts erstreckte.

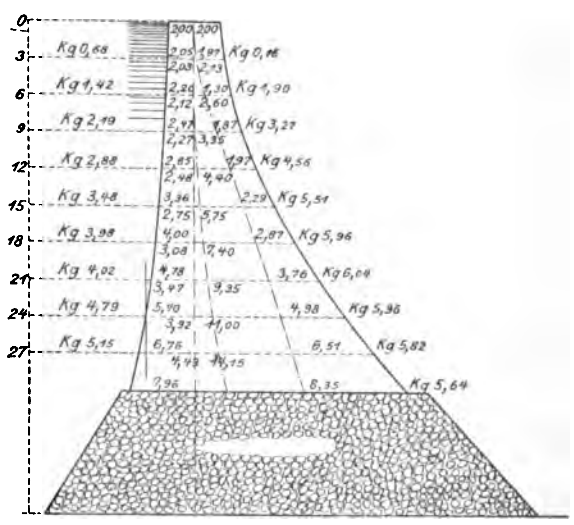


Abb. 96. Staumauer von Grands Cheurfas. Querschnitt.

Dieser Umstand und das Aufblühen der Kolonie in Folge der Bewässerung veranlasste 1880 den Bau einer zweiten Mauer 22 km oberhalb bei Grands Cheurfas. (Abb. 96).

Der höchsten Stauhöhe von 30 m entsprach ein Beckeninhalt von 16 Millionen cbm.

An der Baustelle besteht der Untergrund aus dem Kalkstein des Miocän mit abwechselnd mergligen und thonigen Schichten von geringer Festigkeit.

Festere Bänke weiter flussaufwärts, welche das Bruchsteinmaterial lieferten, konnten nicht zur Gründung benutzt werden, weil das Thal daselbst eine zu grosse Breite hatte.

So wurde der Damm auf den Rücken einer antiklinalen Falte gesetzt, welche namentlich am rechten Ufer gestörte Schichtungen und sandgefüllte Spalten aufwies.

Diese gaben gleich bei der ersten Füllung im Januar 1885 zu Durchsickerungen und am 8. Februar zum Absturz der ganzen Bergwand Veranlassung.

Etwa 10,0 m der Mauer wurden mit hinweggerissen und durch eine Bresche von 40 m Weite stürzten die Wassermassen zunächst dem Sigbecken zu.

Die Mauer des letzteren brach erst, nachdem die überstürzende Schicht eine Höhe von 5,4 m über der Mauerkrone erreicht hatte. Die Bruchfuge lag ungefähr in Höhe der Verbindungsstelle der alten und der neuen Mauer, rd. 16,0 m unter Mauerkrone.

Pelletreau zeigt, dass die Resultirende daselbst 0,96 m luftseitig der Mauerkante die Horizontalfuge schneidet, und (nach Delocre) eine Druckspannung luftseitig von 14,25 kgr/qcm, wasserseitig eine Zugspannung von 8,25 kgr/qcm entsteht.

Glücklicherweise waren bei dem Unfall nur wenige Menschenleben zu beklagen, da das Aufquellen und Sprudeln des Wassers bei Cheurfas die bevorstehende Katastrophe rechtzeitig angezeigt hatte. Dagegen war der Materialschade ausserordentlich.

Der Einsturz von Grands Cheurfas lehrt uns die Wichtigkeit einer genauen Kenntniss der geologischen Verhältnisse dieser ungeheuren, künstlichen Becken schätzen.

Die Zerstörung der Mauer von St. Denis du Sig war einfach eine Folge der ersten Kathstrophe und es ist zu verwundern, welchen grossen Widerstand sie derselben entgegensetzte.

Das Profil der Mauer von Cheurfas ist beiderseitig parabolisch begrenzt. Wie für die übrigen algerischen Sperrmauern, war zunächst eine Betonausgleichung des Felsens projektirt gewesen, welche aber bei der Ausführung in Mauerwerk hergestellt wurde. Dieser Fuss hatte auf der Felssohle 41 m, auf der Oberfläche gemessen 24 m grösste Breite und eine mittlere Höhe von 10 m. Darauf setzte sich, beiderseits etwas zurückspringend, das eigentliche Mauerprofil, von 155 m Kronenlänge.

Die Wasserentnahme erfolgte in der gewöhnlichen Weise mittelst zweier an die Wasserseite der Mauer angebauten Schartenbrunnen, aus welchen je zwei Rohre von 50 cm Durchmesser etwa 5 m über Flussbett durch die Mauer führten.

Ein einziger Spülkanal von 1,8 m Weite, mit Dammbalkenverschluss nach Art des spanischen Thores, befand sich an der tiefsten Stelle des Thales. Als Ueberfall dienten 84 m der Mauerkrone, welche gegen die übrige Maueroberfläche um 1,0 m absetzten, ferner eine Lücke von gleicher Tiefe und 16 m Länge am linken Ufer. Es war beabsichtigt, die Lücken durch einen Steg zu überbrücken, dessen Böcke gleichzeitig einem beweglichen Aufsatz, zur Erhöhung

der Stauhöhe auf 25 m über die Mündung der Entnahmerohre, als Stütze dienen sollten.

Im Allgemeinen scheint es nicht rathsam, das Wasser über die Mauer stürzen zu lassen. Hier aber zeigte sich thatsächlich die Mauer widerstandsfähiger als der Thalhang.

7. Die Sperren von Grosbois und Chazilly. (Abb. 97 u. 98.)

Die Mauer von Grosbois sei an dieser Stelle deshalb erwähnt, weil sie eigenthümliche Bewegungs- und Zerstörungserscheinungen gezeigt hat. Sie sperrt noch heute eines der Becken, welche für die Speisung des Kanals von Burgund in den Jahren 1830—38 erbaut wurden, ab (Pont, Tillot, Chazilly, Cercey, Pan-

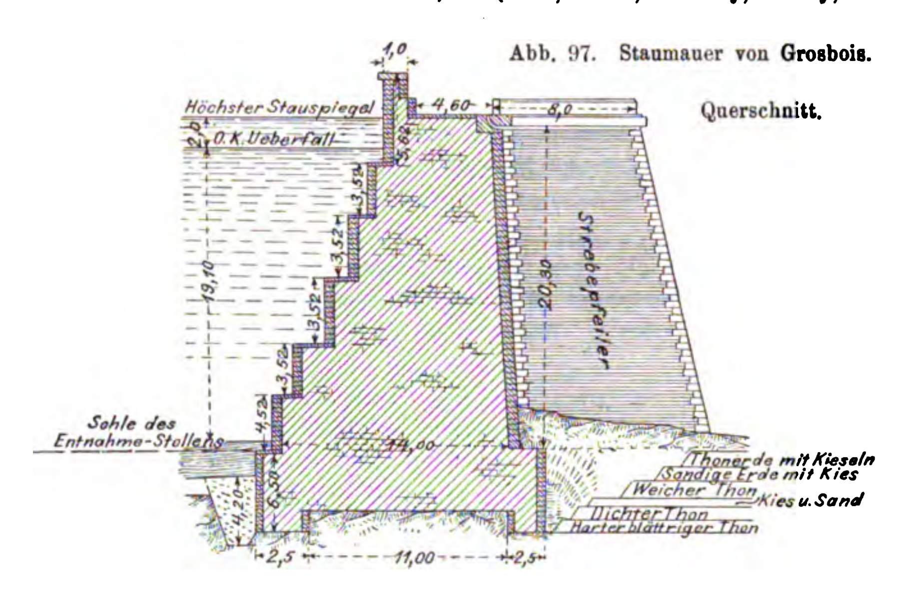


Abb. 97. Staumauer von Grosbois. Querschnitt.

thier, Remilly). Sie ist im Grundriss gradlinig, hat 550 m Kronenlänge und 28,3 m grösste Höhe.

Ihr Querschnitt (Abb. 97) würde, in umgekehrter Richtung vom Wasserdruck beansprucht, zweckmässiger ausgenutzt werden.

Auf einem Fundamentklotz von 16 m Stärke, mit je einer luft- und wasserseitigen Herdmauer, erhebt sich die Mauer, wasserseitig abgetreppt, luftseitig schwach dossirt ($^1/_{20}$).

Die Mauer steht auf 2—10 m starken Bänken des Liasthones, welche von zahlreichen, regellosen Spaltflächen durchzogen sind.

Der an und für sich widerstandsfähige Thonboden liess schon, nachdem die Fundamente erst 4 m Höhe erreicht hatten, Durchsickerungen erkennen.

Der zur Verstopfung der Fugen und Risse in den wasserseitigen Schlitz geworfene Kalk war von geringer Wirkung.

Als im Jahre 1838 das Wasser 17,5 m hoch im Becken stand — die grösste, zulässige Stauhöhe ist 21,10 m — bildete sich zwischen Entnahmethurm und Mauer ein Riss. Es scheint, dass der Thurm der Bewegung der Mauer nicht gefolgt ist.

Der Ausschlag der Mauer von einigen Centimetern thalabwärts, soll nach Leerung des Beckens wieder verschwunden sein und die Trennungsfuge sich geschlossen haben.

Folgendes ist einem Bericht des Chefingenieurs aus dem Jahre 1841 entnommen:

1. Bei 12—13 m Wassertiefe oberhalb des Entleerungskanals bog die Mauer thalabwärts aus.

2. Die Biegung in stetiger Curve begann am Entnahmethurm und endigte am rechtsseitigen Ufer.

3. Der Ausschlag wuchs und nahm ab mit dem Steigen und Sinken des Wasserspiegels.

4. Der Ausschlag nahm im selben Querschnitt von unten nach oben zu.

5. Die eingeleitete Bewegung der Mauer, dem steigenden oder fallenden Wasserspiegel entsprechend, schritt auch bei unveränderlich erhaltenem Wasserspiegel noch eine Weile fort. Die Mauer kam auch nach gänzlicher Leerung des Beckens nicht gleich zur Ruhe, sondern zeigte noch eine allmähliche Verminderung der Ausbiegung.

6. Nach jeder solchen Vor- oder Rückwärtsbewegung war eine verstärkte, dauernde Erhöhung des Ausschlags zu bemerken: Die Mauer war eben nur unvollkommen elastisch.

Eine bis zur Sohle der Herdmauer in die Betonausfüllung des wasserseitigen Baugrubenschlitzes getriebene Schürfung liess erkennen, dass sich eine mit Schlamm gefüllte Fuge s b von 45 mm Weite zwischen Herdmauer und Beton gebildet hatte. (Abb. 98).

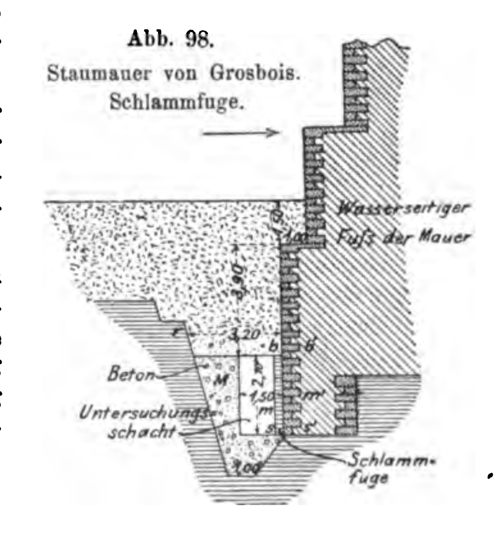


Abb. 98.
Staumauer von Grosbois.
Schlammfuge.

Im Jahre 1842 sind 7 Strebepfeiler und später noch 2 weitere der Mauer vorgelegt worden, welche zwar ihrerseits Risse aufweisen, jedoch die Bewegungen aufgehalten haben.

Letztere sind ohne Zweifel dem Einfluss des Druckwassers auf den Thonboden zuzuschreiben, obgleich auch die Mauermaterialien zu wünschen übrig liessen. Der Mörtel, aus einer Mischung stark hydraulischen Kalkes der Liasmergel und mittelmässig hydraulischem Jurakalk zu gleichen Theilen, sowie aus weichem Kalktuff-Sand zusammengesetzt, war minderwerthig. Ueberdies sparte der Unternehmer noch unredlicher Weise an Kalk.

Die Verblendsteine der Aussenflächen werden durch den Frost nach und nach in Pulver verwandelt und müssen fortgesetzt erneuert werden. Die Nebenanlagen, Entnahmethurm, Grundablass und Ueberfall, bieten nichts bemerkenswerthes. Das Niederschlagsgebiet umfasst 27 qkm, der Beckeninhalt 9,2 Mill. cbm., die Beckenoberfläche 0,38 qkm.

Die Staumauer von Chazilly hat ein ähnliches Profil, wie die von Grosbois. Auch sie musste durch Strebepfeiler, 6 an der Zahl, verstärkt werden.

Das eigene Niederschlagsgebiet des Beckens von 5,2 Mill. cbm Inhalt reicht zur Füllung nicht aus, diese erfolgt vielmehr künstlich durch Kanäle von 2 andern Becken aus.

8. Der Bruch des Reservoir's von Sonzier. (Abb. 99—100.)

Am 6. November 1888, Morgens 5 Uhr brach die südliche Wand des auf allen Seiten von einer Mauer umschlossenen Behälters zur Hälfte durch und ergoss den Inhalt des bis zum Rande gefüllten Beckens — etwa 5000 cbm — in den Genfer See.

Der Schaden war, trotz der verhältnissmässig unbedeutenden Wassermasse, ein grosser, weil dieselbe den Weg von 1250 m Länge in etwa 15 Minuten zurücklegte und der Höhenunterschied des Becken- und des Seespiegels annähernd 300 m betrug.

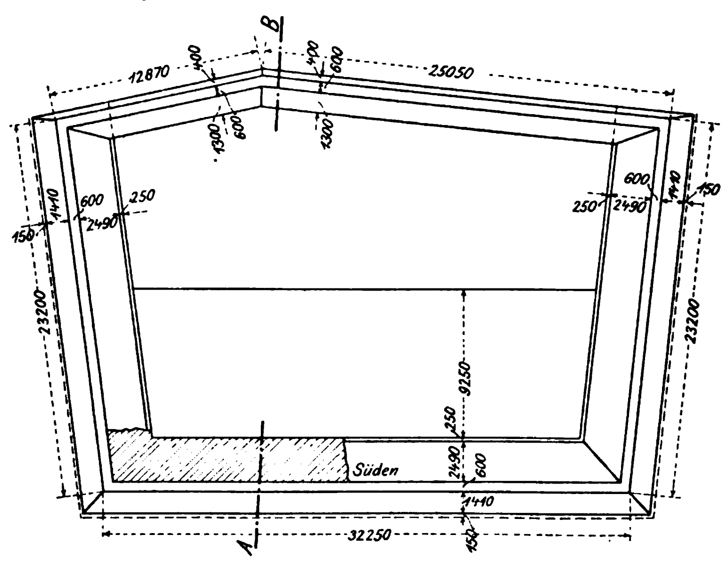


Abb. 99. Reservoir von Sonzier. Grundriss.

Der Wasserbehälter ist in den Jahren 1886—87 in unregelmässigen Bruchsteinen erbaut, aussen mit lagerhaften Bruchsteinen verblendet und innen mit Cementmörtel verputzt.

Er bildet im Grundriss ein Fünfeck von etwa 31 m grösster Länge und 21 m Breite.

Die Behörden scheinen der Standfähigkeit der Mauer von vorneherein nicht getraut zu haben, denn sie verboten die Ueberschreitung einer grössten Stauhöhe von 6,2 m und schrieben die Anlage eines neuen Ueberlaufs zur Sicherung derselben vor. Der letztere ist indessen nicht ausgeführt worden.

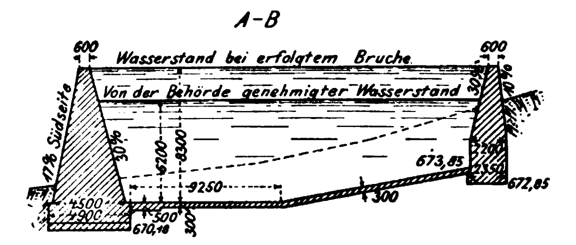


Abb. 100. Reservoir von Sonzier. Querschnitt.

Durch eine missverstandene, telephonische Anweisung soll angeblich, nachdem sich in einjährigem Betrieb bedenkliche Erscheinungen nicht gezeigt, der Behälter bis zu 8,2 m grösster Höhe, d. h. bis beinah zum Rand gefüllt und dadurch die Katastrophe veranlasst worden sein. Die Bruchfuge lag etwa 1,0 m über

der Sohle des Beckens und setzte sich in den stehen gebliebenen Theil der südlichen Wand fort.

Wie bei Bouzey ist ein Theil der Trümmer, aber in sehr zerkleinertem Zustande im Schutz der erhaltenen Mauer liegen geblieben, während die anderen mit hinweggeführt wurden. Die südliche Mauer soll auf Erdgrund, der Rest der Umfassung auf Fels gestanden haben. Ausserdem ist an der Bruchstelle das Profil nicht in der projektirten Stärke von 4 m in der Basis gemessen, sondern nur in 3,3 m Stärke ausgeführt worden.

Geheimrath Intze weist nach, dass schon bei der behördlich zugelassenen Wassertiefe, sich die Mauer an der Grenze des Gleichgewichtszustandes befunden habe, wobei er der Erdanfüllung einen günstigen Einfluss beimisst.

Auf den Einsturz seien, ausser den Druck- und Zugspannungen, der Auftrieb des in die entstandene Fuge eindringenden Wassers, der Untergrund und die örtliche Beschaffenheit und Schwächung des Querschnitts von Einfluss gewesen.

9. Die Sperrmauer von Bouzey. (Abb. 101—104.)

Die Thalsperre ist für die Speisung des Ostkanals, welcher das Maasbecken mit der Saône verbindet und die gelegentlich der Abtretung Elsass-Lothringens verlorenen Wasserstrassen ersetzen soll, errichtet.

Der Avière-Bach, dessen Thal die Mauer 2 km unterhalb seiner Quellen abschliesst, ist ein Nebenflüsschen der Mosel und besitzt nur ein ganz unbedeutendes Niederschlagsgebiet. Das Becken hatte beim höchsten Füllungsgrade eine schwalbenschwanzförmige Oberfläche von 1,278 qkm und einen Inhalt von 7 Millionen cbm. Die Speisung erfolgte daher von einem Stauwehr in der Mosel aus, welches bei St. Étienne-Remiremont lag und durch einen Kanal von 42,87 km Länge mit dem Becken verbunden war.

Die Kosten des Kanals einschliesslich der Anlage von 3 Stollen und 4 Dükern, sowie des Grunderwerbs betrugen über 3 Mill. Mk. Sie wurden sehr bald durch Dichtungs- und Ausbesserungsarbeiten und durch hohe Entschädigungszahlungen für Verwüstungen von Ländereien, in Folge von Dammbrüchen im Zuleitungskanal, beträchtlich vermehrt.

Das Gefälle des Kanals ist i. M. 1 : 5000. Die Zuflussmenge an der Einmündung in das Becken blieb, namentlich vor Ausführung der Thon und Betonabdichtungen, erheblich hinter dem beabsichtigten Mass von 2 cbm/Sek. zurück.

Kurz vor der Einmündung des Speise-Kanals in das Becken, welche in unmittelbarer Nähe der Mauer erfolgt, führt eine Abzweigung in mehreren Absätzen unmittelbar nach der Scheitelhaltung des Ostkanals. Das Ausgleichbecken kann daher in Nothfällen ausgeschaltet werden. Der Fels des Thales besteht aus den quarzigen Sandsteinen der Trias mit einem nicht sehr widerstandsfähigen Bindemittel. Der Stein hat eine Druckfestigkeit von 300—600 kgr/qcm und eine Zugfestigkeit von 11 kgr./qcm: 2 mit Cement aneinander gekittete Steinn rissen nicht in der Fuge, sondern in der Steinfläche.

Die Schichten liegen annähernd wagrecht und sind an der Oberfläche gänzlich zersetzt, in grösserer Tiefe widerstandsfähiger, aber von Spalten und Thoneinlagerungen durchzogen.

Am rechten Ufer lag der Fels 3—6 m, im Thalweg bis zu 10 m und am linken Hang bis zu 17 m unter der Erdoberfläche. Die ursprüngliche Mauer ist nach Entfernung des Torfes, Mutterbodens und Gerölles und einer dünn-

schiefrigen Sandsteinlage, auf dem Buntsandstein gegründet (Siehe die von links nach rechts abfallende Schraffur in der Ansicht Abb. 101).

Derselbe war in den oberen Schichten weich, klüftig und wasserdurchlässig, wurde von zahlreichen Thoneinlagerungen und auf dem rechten Ufer von einer tiefen, mit Thon und Gerölle ausgefüllten Kluft durchsetzt.

Eine Herdmauer von 2,0 m Stärke erreichte festere Schichten des Buntsandsteins in 2,0 — 6,0 m Tiefe unter der eigentlichen Gründungssohle.

(Siehe die von rechts nach links abfallende Schraffur in der Ansicht Abb. 101).

Die Stauhöhe der Mauer oberhalb der Sohle des Entleerungskanals ist nur 15,0 m, während die grösste Höhe der eigentlichen Mauer 23,7 m beträgt. Die Grundrissform ist geradlinig. Die sichtbare Kronenlänge beträgt 432 m, die Kronenlänge bis zum Anschluss an den Felsen gemessen, 520 m. Eine Krümmung der Mauer wurde wegen dieser grossen Länge, der Verkleinerung des Beckeninhalts und der Vermehrung der Kosten nicht für angezeigt gehalten.

Zoppi und Torricelli machen schon 1886 darauf aufmerksam, dass man sehr wohl künstliche Widerlager von je 150 m Länge hätte schaffen und dazwischen eine gewölbeartige Mauer schlagen können. Auch heben sie hervor, dass die Drucklinie aus dem mittleren Drittel des sehr schlanken Profils fällt.

Das Mauerwek bestand im wesentlichen aus gesunden Sandbruchstein in Wasserkalkmörtel von Theil mit Quarzsand. (350 l Kalk auf 900 l Sand.) Die wasserseitige Mauerfläche war mit einem starken Cementputz und einem bituminösen Anstrich versehen.

Das spec. Gewicht des Mauerwerks wurde zu 2000 kgr/cbm ermittelt.

Der Entnahmethurm besteht aus einem, innen halbkreisförmigen, aussen in Gestalt eines halben Zehnecks begrenzten Schacht, mit äusserem Schützenverschluss. Der Oeffnung desselben entspricht in der Höhenlage die Mündung des Entnahmekanals im Innern des Brunnens.

Der Kanal ist wagrecht durch die Mauer geführt, überwölbt und wasserseitig auf 3,0 m Länge durch eine Trennungsmauer getheilt. Jede der so entstehenden Mündungen ist durch ein Schütz geschlossen.

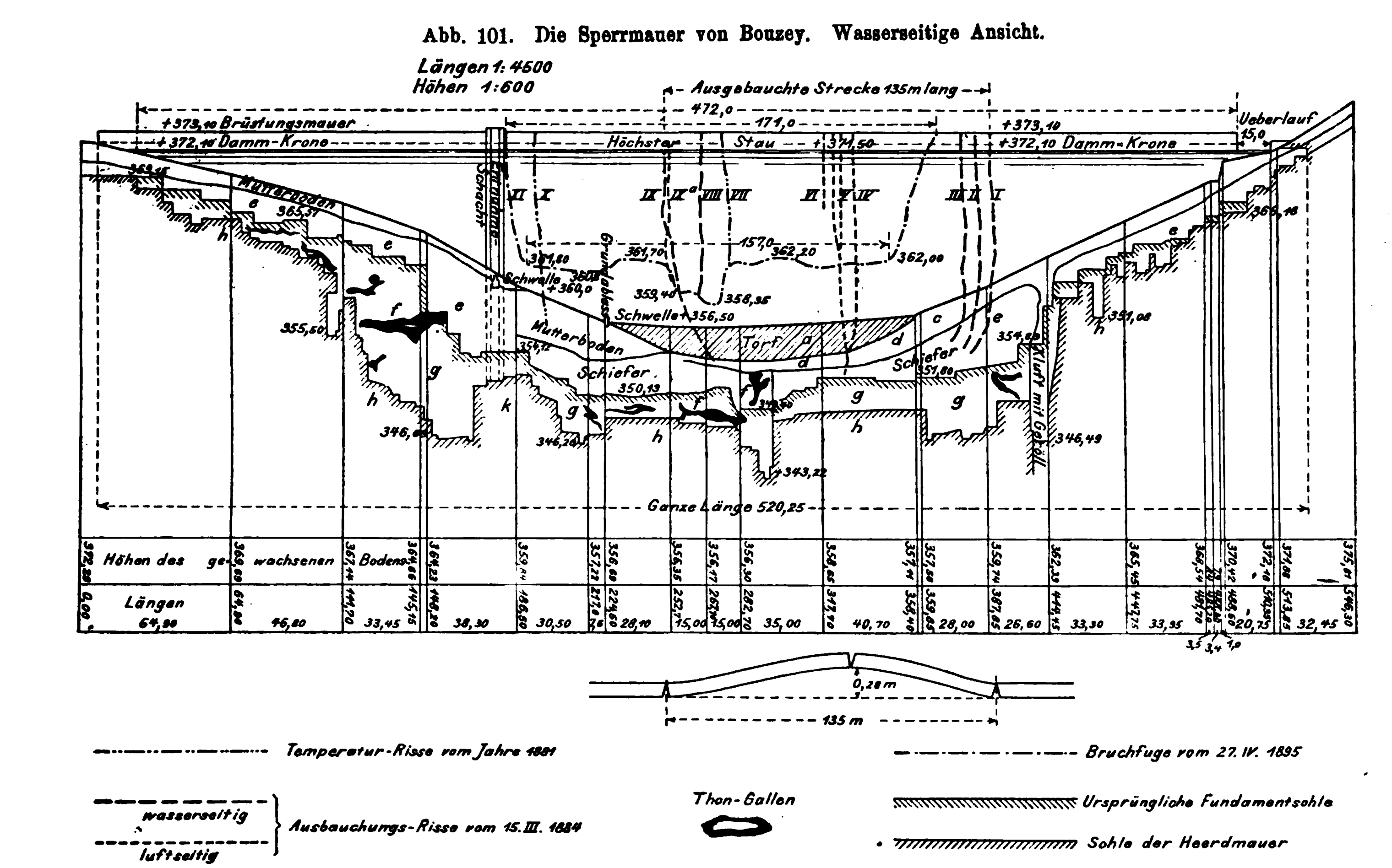
Die Sohle des Entnahmestollens (+ 360 der französischen Höhenmessung) liegt nur 1,0 m über der Sohle des 2 m tiefen Ostkanals, um für den 400 m langen Hangkanal, welcher die Verbindung herstellt, das erforderliche Gefälle zu erzielen. Die Höhe der nutzbaren Schicht wird dadurch auf 11,5 m beschränkt.

Der Grundablass, theils flach überwölbt, theils mit schweren Platten überdeckt, ist nicht ganz an der tiefsten Stelle des Thales (15,0 m unter höchstem Stauspiegel) angeordnet. Der wasserseitige Schützenverschluss ist durch keinen Thurm gedeckt. Die Gestänge der Schützen führen sämmtlich bis zur Mauerkrone.

Den Ueberfall bildet eine 1,6 m tiefe Lücke von 15,0 m Länge in der 1,0 m hohen Brüstungsmauer und der Mauerkrone am rechten Thalhang. Die Speisung des Beckens durch einen Kanal liess weder eine Verschlammung noch eine Hochwassergefahr befürchten.

Die vorbeschriebene, lange, gerade Mauer zeigte gleich nach ihrer Vollendung im Jahre 1881 2 Temperaturrisse (VII und X Abb. 101), welche wegen der entstehenden Wasserverluste mit Holzkeilen und Theerstricken gedichtet wurden, nachdem sich Cementmörtel für diesen Zweck als wirkungslos erwiesen. Man füllte den Behälter nur zur Hälfte. Als aber am 15. März 1884 der Stau sich bis auf 2,7 m dem höchsten zulässigen (+ 371,5) näherte, trennte sich die Hauptmauer von der Herdmauer und bauchte, auf der Sohle gleitend, mit einem

Abb. 101. Die Sperrmauer von Bouzey. Wasserseitige Ansicht.



a Torf, *b* Mutterboden, *c* Sandige Erde mit Thon u. Geröll, *d* Sand u. Kies, *e* Schiefer, *f* Thongallen, *g* Buntsandstein weich u. klüftig, *h* Buntsandstein hart und dicht.

Pfeil von 0,28 m auf 135 m Länge im mittleren Theile aus. Es entstanden an den Enden dieser Ausbauchung je weitere 3 Risse (I II III—VIII IX IX a), welche sich wasserseitig, und in der Mitte, deren 4 (IV V VI), welche sich luftseitig öffneten, jedoch nicht die ganze Mauer durchsetzten. (Siehe den unter Abb. 101 gezeichneten Grundriss). Die Durchsickerungen, in Folge dessen beliefen sich anfangs auf rd. 30000 cbm in 24 Stunden. Man begnügte sich auch jetzt zunächst damit, die Risse in der vorbeschriebenen Art und Weise zu dichten und die Stauhöhe so zu beschränken, dass der nutzbare Beckeninhalt auf 4 Millionen cbm zurückgeführt wurde. Erst in den Jahren 1888 u. 89 schritt man zu umfassenderen Ausbesserungen.

An der Luftseite der Mauer wurde eine 6,0 m hohe, gemauerte Schwelle,

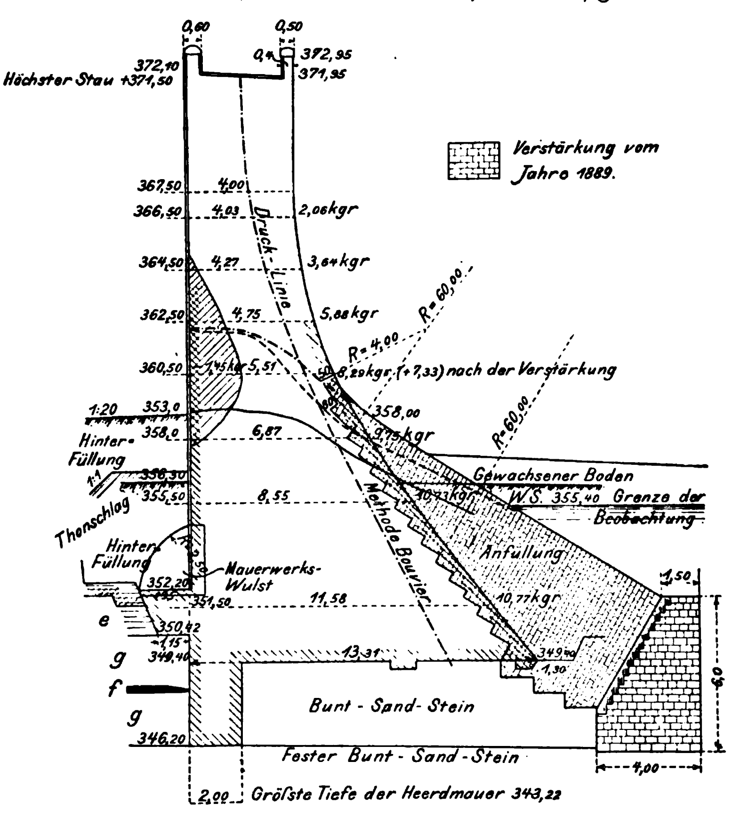


Abb. 102. Die Sperrmauer von Bouzey. Querschnitt.

bis tief unter die Gründungssohle reichend, eingelassen (Abb. 102). Dieselbe lehnte sich mit ihrer senkrechten, thalseitigen Begrenzung fest gegen den Felsen und bot auf der andern Seite einem Strebenmauerwerk, welches die Sperrmauer verstärken sollte, ein schräges Widerlager von 5,0 m Seite.

Der Querschnitt des Strebenmauerwerks gleicht annähernd einem rechtwinkligen Dreieck.

Die Hypothenuse greift mit sägeförmigen Absätzen in die entsprechend ausgeklinkte Vorderfläche des alten Mauerwerks ein.

Der zwischen Gründungsfläche des letzteren und der Schwelle gebildete Wassersack erhielt durch kleine Kanäle eine Ableitung nach luftseitigen Brunnen.

Alle Theile des Felsgrundes unter der alten Mauer, welche in Folge der

Verschiebung oder andauernder Durchsickerungen gelitten hatten, wurden sorgfältig durch Cementmauerwerk ersetzt.

Am wasserseitigen Fusse der Mauer ist die zwischen Herd- und Hauptmauer entstandene Fuge ausgestemmt und mit Cementmörtel verstrichen.

Darauf wurde sie zunächst mit einem einbindenden Mauerwerkswulst, viertelkreisförmigen Querschnitts, weiterhin mit einem Thonschlag von 3,0 m Mindeststärke überdeckt.

Die Arbeiten, welche sich hauptsächlich darauf gerichtet zu haben scheinen, einem weiteren Gleiten und der Unterspülung der Gründungsfläche entgegenzuwirken, hatten in Bezug auf die Verhinderung des ersteren vollen Erfolg, — die Durchsickerungen wurden, nach einer Angabe von Denys vom 1. Februar 1892, auf 8000 cbm in 24 Stunden vermindert.

Zur Beobachtung der Bewegungen waren auf den Brüstungsmauern senkrechte Zinktafeln mit aufgeschraubten Visirbolzen eingelassen. Die scharfen Spitzen der letzteren, genau nach einer Graden ausgerichtet, überhöhten sich



Abb. 103. Sperrmauer von Bouzey. Wasserseitige Ansicht nach dem Bruche.

von einem Mauerende zum andern, so dass man sie alle gleichzeitig sehen konnte. (Th. I. Abb. 52, 53.)

Der Wärter ging drei Mal täglich am Fusse des Dammes entlang, um etwaigen Rissen und Durchsickerungen auf die Spur zu kommen und stieg dann auf die Mauerkrone, um die Bolzen einzufluchten.

Er war so geübt, dass ihm die Verschiebung eines derselben um wenige mm nicht entging. Der aufsichtführende Ingenieur Hausser, hat ihn öfters dadurch kontrolirt, dass er ohne sein Wissen einen Bolzen verschob.

Bei diesen Beobachtungen wurde eine Vergrösserung der bereits bestehenden Ausbauchung von 0,29 m nicht wahrgenommen.

Am 24. April 1895 besichtigte M. Hausser die Mauer zum letzten Male. Am 27. April etwas nach 5 Uhr V. machte der zufällig gerettete Wärter seinen letzten Rundgang. Beide ohne irgend etwas Verdächtiges zu bemerken. 20 Minuten vor 6 Uhr, eine halbe Stunde nach dem Rundgang des Wärters, bei einem Stau von 0,6 m unter Mauerkrone*) klappte die Mauer auf 171 m Länge und 12 m Höhe in einem Stücke um. (Abb. 103.)

*) 10 cm unter höchstem zulässigen Stau.

Ihr nach stürzte das Verderben in Gestalt der Wassermassen des bis zum Rande gefüllten Beckens. Ihr erstes Opfer war die am Fuss der Mauer liegende Fischbrutanstalt und die Meierei Bouzey. Der das Thal durchquerende Damm des Ostkanals wurde im Nu durchbrochen. Mit dem Inhalt der 11 km langen Scheitelhaltung desselben (700 000 cbm) vereinigt, folgte das Wasser dem Avièrebache, verschiedene Eisenbahn- und Chausseedämme hinwegreissend und alles auf dem 20 km langen Wege bis zu dem geräumigen Bett der Mosel vernichtend.

Der herbeieilende Herr Hausser fand zwei Stunden nach der Katastrophe das Becken fast geleert, das Thal wie abgemäht und verschlammt.

Neunzig Menschen kamen ums Leben. Der sich auf Millionen belaufende Materialschaden ist nicht festzustellen gewesen.

Den Zustand der Mauer acht Tage nach dem Einsturz schildert Herr Regierungsrath Hamel aus eigener Anschauung wie folgt:

Die Breschenöffnung erweitert sich nach aussen, wie um dem ausströmenden Wasser Platz zu machen. Die Mitte weist auf 25 m Länge eine Vertiefung von

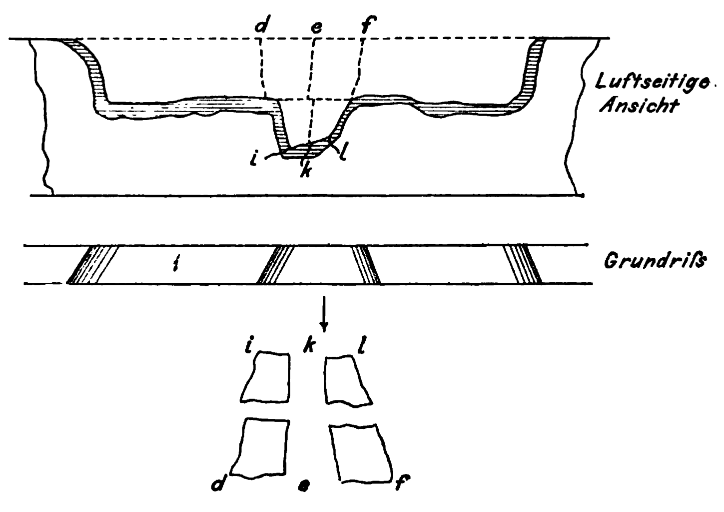


Abb. 104. Sperrmauer von Bouzey. Lage der Bruchstücke.

3,0 m auf. Die voll ausgezogene Begrenzung des stehen gebliebenen Mauerwerks der Bresche in der Lücke (Ab. 102) geht unvermittelt in die punktirte über und diese nach den Enden zu allmählich in die strichpunktirte Linie. Die Trennung daselbst hat sich in verhältnissmässig ebenen Flächen durch die Abscheerung der Steine vollzogen, während die senkrechten Endflächen der Bresche den Fugen gefolgt sind. An letzteren waren die Spuren früherer Dichtungsarbeiten (Getheerte Holzkeile, Stricke, Cementvermauerung und dergl.) zu bemerken. Die Zerstörung ist in der Lücke dem Temperaturriss VII und den Rutschungsrissen IX und IX a (Abb. 101) gefolgt. Die Risse I bis III waren bergseitig freigelegt, von den übrigen senkrechten Rissen keine Spur, also nicht etwa eine Fortsetzung in das stehen gebliebene Mauerwerk mehr zu sehen.

Dagegen hat sich die wagrechte Bruchfuge seitlich fortgesetzt, westlich auf 30—40 m, östlich nur ein kleines Stück.

Die Trennungsflächen zeigen die Eigenschaften frischer Brüche, ohne Ablagerungen, Algen und dergleichen.

Vor der Lücke liegen, als ob sie unmittelbar durch Umkanten in diese

Lage gekommen wären, vier offenbar zusammengehörige Blöcke, welche ihrer Form nach genau in diesen mittleren, tieferen Theil der Bresche passen.

Dieselben zeigen an den senkrechten Fugen l—f, k—e und i—d die Spuren früherer Dichtungsarbeiten.

Ebenfalls dicht an der Mauer liegen die an beiden Enden herausgebrochenen Mauertheile. Die übrigen Blöcke sind durch die Strömung auf erheblich grössere Entfernungen (bis zu 200 m) fortgeführt.

Die Mauerwerksklötze, von denen einzelne bis zu 300 cbm Inhalt haben mochten, zeigten festen Zusammenhang, harten Mörtel und gesunde Sandbruchsteine.

Hervorzuheben ist, dass der Bruch zwar dicht an dem seeseitig angebauten Entnahmebrunnen, aber im vollen Mauerwerk erfolgte und den Brunnen nicht in Mitleidenschaft zog.

An den Bericht über die Ursachen der Katastrophe knüpft die Untersuchungs-Kommission, deren Spruch sich der conseil général des ponts et chaussées in der Sitzung vom 31. Juli 1895 anschloss, die Folgerung:

„Das Mauerwerk ist Zugspannungen ausgesetzt gewesen, denen es aus Mangel an Zusammenhang zwischen dem 1880 ausgeführten Mauerwerk mit den älteren, den vorhergehenden Bauperioden angehörigen, nicht gewachsen gewesen ist.

Die Folge einer Zugspannung von i. M. 0,565 kgr/qcm und i. maximo 1,13 kgr/qcm sei an der Verbindungsstelle (in ungefährer Höhe der Bruchfuge) eine lange, durch den Temperaturriss IX begrenzte, wagrechte Fuge gewesen. Der hier wirkende Auftrieb habe den Einsturz veranlasst. Der Inhalt des Berichtes selbst ist mir unbekannt, die Schlussfolgerung scheint mir nicht erschöpfend.

Die verschiedenartigsten, ungünstigen Umstände haben zusammen gewirkt, um im Laufe der Zeit die Zerstörung der unzulänglichen Konstruktion vorzubereiten.

Es ist eine bekannte Thatsache, dass man eine so lange (520 m), zusammmenhängende Mauer, auch wenn sie nicht eine so ungleiche Höhe und Gründungsart besitzt, nicht in so ungünstiger Weise dem Wechsel des Wasserdrucks und der Witterungseinflüsse ausgesetzt ist, vor Rissen unmöglich bewahren kann. Dieselben haben sich denn auch schon vor der Füllung gezeigt. Sie mögen die Ausbauchung vom 15. März 84 erleichtert haben — die Ursache der letzteren ist ohne Zweifel die Veränderung der Gleichgewichtsbedingungen in der Gründungsfläche.

Das unter dieselbe eindringende Wasser verminderte nicht nur die Reibung f sondern auch durch den Auftrieb das Gewicht des Mauerwerks G, bis der Wasserdruck den Reibungswiderstand f. G. überwog.

Das Sickerwasser, welches in einer Menge von 30000 cbm täglich, trotz der Herdmauer, grösstentheils unter den Fundamenten hindurchdrang, hatte eine um so nachtheiligere Wirkung, als das Mauerwerk oberhalb, abgesehen von den senkrechten Rissen, dicht war.

An der tiefsten Stelle, in der Mitte des Thales, wo der Wasserdruck, die Unterspülungen und der Auftrieb am grössten, gab die unzulänglich gegen den Felsen abgestütze Mauer nach, bis ihr der passive Erddruck und die Wand der ehemaligen Baugrube genügenden Widerstand entgegensetzten.

Der Bekämpfung der Sickerungen und Bewegungen waren die Verstärkungsarbeiten von 1888/89 gewidmet. Nach Vollendung derselben führte aber der Avièrebach lediglich in Folge der Undichtigkeiten und Quellen noch immer Wasser genug, um unmittelbar unterhalb der Mauer eine Mühle zu treiben.

Die Ingenieure, welche die Ausbesserungsarbeiten planten und leiteten

haben wohl auch übersehen, dass eine Mauer nicht ohne ihr Gefüge und ihren Zusammenhang zu lockern, eine so grosse Bewegung machen kann. Die Möglichkeit lag nicht vor, die entstandenen Fugen und Haarrisse derart zu dichten, dass nunmehr der Eintritt des alles zerstörenden Wassers mit Sicherheit ausgeschlossen war.

Die für das Strebenmauerwerk eingearbeitete Verzahnung, selbst die sorgfältigste Ausführung vorausgesetzt, bedeutete ferner einen ganz unberechenbaren Eingriff in die Spannungsverhältnisse und die Gleichartigkeit des Mauerwerks.

Dieser Eingriff war gerade an der Stelle, wo später die Bruchfuge entstand von weittragendster Bedeutung:

Dort entzog sich wasserseitig der schraffirte Theil des Querschnitts rechnungsmässig der Druckspannung. Nun wurde er auch noch von der Luftseite her durch eine Einklinkung geschwächt. Gern mag auch, wie der Spruch vom 31. Juli 95 andeutet, der geringe Zusammenhang des in zwei durch den Winter getrennten Bauperioden hergestellten Mauerwerks, unterhalb und oberhalb der Bruchfuge, eine Rolle gespielt haben.

Die so misshandelte Mauer hatte im Jahre 1894/95 in der an und für sich rauhen Gegend einen Winter mit Kältegraden bis zu 30° unter vollem Stau zu überstehn. Wenn nun auch die Behauptung, man habe versäumt das Eis längs der Mauer aufzuhacken, mit Entschiedenheit zurückzuweisen und der Schub desselben ausser Betracht zu lassen ist, so ist doch der Frost gewiss bis zu grosser Tiefe — es wird berichtet bis zu 1,0 m — in die Mauer eingedrungen und hat, das Wasser in den durch die Kälte erweiterten Fugen und Poren des Mauerwerks in Eis verwandelnd, die bekannte, unwiderstehliche Sprengwirkung hervorgebracht.

Dass eine kreisförmige Grundrissanordnung von vorneherein sich dem Gleiten entgegengestemmt, die Rissbildung vermindert und dem endlichen Umkippen einen nennenswerthen Widerstand entgegengesetzt hätte, ist bei der grossen Länge der Mauer nicht anzunehmen.

Die Erklärung für den Einsturz der Sperrmauer von Bouzey lässt sich folgendermassen zusammenfassen:

An der Stelle des Querschnitts, wo auch rechnungsmässig grössere Zugspannungen eintreten mussten und wo die Mauer durch die Einarbeitung der Verzahnung und die Verbindung von Mauerwerk aus zwei verschiedenen Bauperioden geschwächt war, löste sich das zwischen den Rissen IX und VII nur noch in der Grundfläche mit der übrigen Mauer verbundene Stück, — in seinem Zusammenhang mit dieser, durch die Bewegungen, das eindringende Wasser und den Frost gelockert und an Gewicht erleichtert — in einer wasserseitigen Horizontalfuge und stürzte, erst gleitend, dann kantend um. Weiterhin riss die riesenschnell sich vermehrende, lebendige Kraft des Wassers die ebenso geschwächten und durch den ersten Einsturz in Bewegung gesetzten, benachbarten Mauertheile hinweg.

So erklärt sich die Lage der Trümmer, die ungefähr gleiche Länge der seitlich der tiefen Lücke eingestürzten Mauertheile, die Verlängerung der unteren Trennungsfläche in das in ganzer Höhe stehen gebliebene Mauerwerk, die Unversehrtheit des unterhalb der Bruchfläche liegenden, verstärkten Fundamentklotzes.

Die Zeitfolge der Ausbreitug des Einsturzes ist eine so blitzschnelle gewesen, dass Augenzeugen den Eindruck gehabt haben, als ob die ganze Mauerlänge, wie eine Theater-Kulisse umgefallen sei.

Der Einsturz der Mauer von Bouzey hat eine unverkennbare Aehnlichkeit mit dem der Habramauer, auf welche bei der Beschreibung der letzteren bereits hingewiesen ist. Nur ist dort der erste Einbruch von der rechten Flanke, dem Vereinigungspunkte der Hauptmauer mit der zurückgebogenen Flügelmauer aus erfolgt.

Ende des II. Theils.

Anhang.

Anweisung

betreffend die dauernde Beaufsichtigung der Stauweiheranlage im Eschbachthale bei Remscheid.

Zum Zweck fortwährender Beaufsichtigung der zum Remscheider Wasserwerk gehörenden Stauweiheranlage wird folgendes bestimmt:

I.

Die Stauweiheranlage ist täglich vom Maschinenmeister der Pumpstation oder dessen Stellvertreter zu besichtigen. Die dabei gemachten Beobachtungen hat derselbe sofort, spätestens aber an demselben Tage unter genauer Zeitangabe in ein im Bureau der Pumpstation ausliegendes Stauweiher-Tagebuch einzutragen. Die Beobachtungen haben sich vor Allem auf folgende Punkte zu erstrecken:

1. Wasserzuflussmengen, welche in den Stauweiher gelangen.
2. Wasserstandshöhe nach dem im Stauweiher angebrachten Pegel.
3. Ueberfallhöhe am Ueberlauf und Menge des übergelaufenen Wassers.
4. Verdunstete Wassermengen im Stauweiher.
5. Menge des abgegebenen Wassers
   a) an die Werkbesitzer im Eschbachthal,
   b) an das Wasserwerk der Stadt Remscheid.
6. Witterung.
7. Regenhöhe und Regendauer.
8. Wärme der Luft — maximal und minimal — und Wärme des Wassers nach Celsius, letztere an der Oberfläche und 2 m unter der Oberfläche gemessen.
9. Menge des Sickerwassers nach Litern in einer Minute,
   a) im Hauptstollen,
   b) aus und neben den Rohren,
   c) im Ablasskasten,
   d) aus etwaigen Felsspalten etc.
10. Zustand des Mauerwerks (ob Risse, Verschiebungen nach der Visur an den Beobachtungstafeln vorhanden sind, ob das Mauerwerk sehr nass ist etc.)
11. Zustand der Ueberläufe und Rohre (ob Verstopfungen oder Undichtigkeiten entstanden sind).
12. Sonstige aussergewöhnliche Vorkommnisse, Verunreinigungen, Dammbrüche und Beschädigungen an den Zu- und Ableitungsgräben.
13. Etwa nothwendige Arbeiten und Einrichtungen.

II.

Der Maschinenmeister hat täglich oder wöchentlich für alle Tage der

verflossenen Woche einen mit dem Stauweihertagebuche genau übereinstimmenden Bericht der Direktion der Wasserwerke einzusenden.

Ausserordentliche Vorkommnisse und dringliche Maassnahmen sind vorbehaltlich der Eintragung in das Tagebuch sofort telegraphisch oder sonstwie schleunigst der Direktion zu melden.

III.

Die Direktion der städtischen Wasserwerke hat das Tagebuch nach Eingang regelmässig, die Stauweiheranlage, sofern aussergewöhnliche Meldungen des Maschinenmeisters eingehen, oder bei sonstigen aussergewöhnlichen Vorkommnissen sofort zu prüfen. Im Uebrigen hat sie beide im Sinne der Nr. I regelmässig monatlich einmal zu prüfen, über den Befund und die etwa erforderlich gewordenen Anordnungen und Arbeiten Buch zu führen und dem Oberbürgermeister, in dringenden Fällen sofort, Bericht zu erstatten.

Die Deputation der städt. Gas- und Wasserwerke hat, und zwar durch wenigstens drei ihrer Mitglieder jährlich zweimal die Stauweiheranlage, davon einmal nach Entleerung des Staubeckens, bezw. zur Zeit des niedrigsten Wasserstandes, in allen Theilen zu besichtigen, hierüber eine Verhandlung aufzunehmen und dem Oberbürgermeister vorzulegen.

Endlich hat der zuständige Königliche Baubeamte die Stauweiheranlage ebenfalls jährlich zweimal, davon einmal im Zustande der Entleerung, bezw. zur Zeit des niedrigsten Wasserstandes, eingehend zu prüfen und darüber an den Königlichen Regierungspräsidenten zu berichten. Diese Prüfungen können mit denen der vorgenannten Deputation vereinigt werden.

Die gänzliche Entleerung des Wasserbeckens im Herbst eines jeden Jahres vor der Fischschonzeit ist wünschenswerth. Sofern ausnahmsweise davon abgesehen werden soll, ist die Genehmigung des Königl. Regierungs-Präsidenten dazu einzuholen.

IV.

Jährlich einmal muss von einem vereidigten Landmesser eine genaue Horizontal- und Vertikal-Aufnahme der Lage und Form der Mauerkrone und des Ueberfalles von den an den Thalwänden oberhalb der Mauerkrone angebrachten Festpunkten aus geschehen, wobei jedesmal die Höhe des Wasserstandes, die Lage des Pegelnullpunktes, die mittlere Wärme der Luft und des Wassers — letztere 2 m unter der Oberfläche gemessen — anzugeben ist. Das Ergebniss dieser Messungen ist dem Oberbürgermeister sofort einzureichen.

V.

Die für die gewöhnliche Unterhaltung des Stauweihers nebst Zubehör erforderlichen Arbeiten hat die Direktion des städt. Gas- und Wasserwerks im Einvernehmen mit der Deputation für dasselbe in dem jährlich aufzustellenden Etat festzusetzen und dem Oberbürgermeister hierüber Bericht zu erstatten; letzterer hat für die rechtzeitige und ordnungsmässige Ausführung dieser Arbeiten zu sorgen.

Bei Entleerung des Beckens ist dem Landrath, den unterhalb belegenen Betrieben und dem zuständigen Königlichen Baubeamten jedesmal rechtzeitig, nöthigenfalls telegraphisch Kenntniss zu geben.

VI.

Bei aussergewöhnlichen Vorkommnissen an dem Stauweiher (Verstopfen der Rohre, des Ueberlaufs etc.) ist die Direktion der Gas- und Wasserwerke verpflichtet, unter sofortiger Meldung an den Oberbürgermeister und unter Be-

nachrichtigung des Landraths und des zuständigen Königlichen Baubeamten, die je nach den Umständen ebenfalls sofort erfolgen muss, die zur Herstellung des vorschriftsmässigen Zustandes geeigneten Maassregeln unter eigner Verantwortung ungesäumt zu treffen.

VII.

Bei aussergewöhnlichen Vorkommnissen, die eine unmittelbare Gefahr in sich schliessen (Verstopfen des Ueberlaufs, grössere Beschädigungen am Mauerwerk etc.), ist ausserdem auch der Maschinenmeister verpflichtet, die nach der Sachlage zur Sicherung der Anlage und des Betriebes geeigneten Mittel unmittelbar und selbstständig zur Anwendung zu bringen. Die Direktion hat ihm ein für allemal die dazu nöthigen Anweisungen zu geben, Arbeits- und Hülfsmittel an Ort und Stelle zur Verfügung zu stellen und für die ordnungsmässige Unterhaltung derselben zu sorgen. In Fällen der letztgedachten Art sind ferner die etwa nothwendigen Maassnahmen polizeilicher Art von der dafür zuständigen Ortspolizeibehörde ebenfalls sofort und unter eigener Verantwortung anzuordnen und auszuführen, und hat die Benachrichtigung des Landraths und zuständigen Baubeamten, sowie der unterhalb belegenen Betriebe und des Königlichen Regierungspräsidenten unter allen Umständen sofort und auf dem kürzesten Wege zu erfolgen.

Der Landrath und der Baubeamte haben sich bei derartigen Meldungen als Commission des Regierungspräsidenten unverzüglich zum Stauweiher zu begeben und die von dem Maschinenmeister oder der Direktion und der Ortspolizeibehörde getroffenen Maassnahmen erforderlichen Falls zu ergänzen und abzuändern.

Dem Königlichen Regierungspräsidenten ist seitens der Commission gleich nach der Besichtigung gemeinschaftlich Bericht zu erstatten.

VIII.

Am Ende jedes Betriebsjahres ist vom Oberbürgermeister an den Königlichen Regierungspräsidenten ein in etwa folgende Gegenstände zu gliedernder Bericht aufzustellen:

1. Witterungsverhältnisse im Allgemeinen, auch im Vergleich zum Vorjahre. Niederschläge, Regenhöhen, Verdunstungsmengen und entsprechende Zuflussmengen. Ungewöhnliche Niederschlagsmengen und Zuflussmengen, Ablaufmengen am Ueberlauf, Temperatur nach Celsius etc. etc. Angaben.
2. Betrieb. Bewegung des Wassers im Staubecken. Wasserabgabe nach ihren verschiedenen Ursachen getheilt. Prozentsatz der durch das Sammelbecken nutzbar gemachten Mengen.
3. Baulicher Zustand. Aeusserliche Beschaffenheit und Befund. Stattgehabte Untersuchungen. Nivellement und geometrische Aufnahme der Sperrmauer behufs Klarlegung etwaiger Bewegungen in wagerechter und lothrechter Richtung.

   (Diese Aufnahmen sind durch eine Skizze der mit Nummern zu versehenden Aufnahmepunkte zu erläutern.) Unterhaltungsarbeiten. Sickerwassermengen. Aussergewöhnliche Vorkommnisse.
4. Ergebnisse von chemischen und bakteriologischen Untersuchungen unter Angabe von Zeit und Ort der Wasserentnahme. (Oberfläche, Sohle, Rohrnetz, Bacheinläufe.) Namen und Wohnort des Untersuchenden.

Dieser Bericht ist spätestens 4 Wochen nach Ablauf des Betriebsjahres einzureichen.

Düsseldorf, den 22. Januar 1897.

Der Regierungspräsident.
gez. Frh. von Rheinbaben.

Statut der Wupper-Thalsperren-Genossenschaft.

Wir Wilhelm, von Gottes Gnaden König von Preussen etc. verordnen auf Grund des § 57 des Gesetzes vom 1. April 1879 (Gesetzsammlung S. 297) und des Artikels 1 des Gesetzes vom 19. Mai 1891 (Gesetzsammlung S. 97) nach Anhörung der Betheiligten was folgt:

§ 1.

Die Eigenthümer der in den Plänen des Professors Intze zu Aachen vom April 1894 beziehungsweise vom October 1895 enthaltenen gewerblichen Anlagen im Gebiete der Wupper und ihrer Nebenflüsse werden zu einer Genossenschaft vereinigt, welche die Anlegung, Benutzung und Unterhaltung von Sammelbecken für die Wupper und ihre Nebenflüsse zur besseren Ausnutzung der gewerblichen Triebkraft und zur besseren Benutzung des Wassers zu sonstigen gewerblichen Zwecken beabsichtigt.

Die zunächst in Angriff zu nehmenden Sammelbecken im Brucher- und im Beverthale sind auf Lageplänen, die ein Zubehör der zu Grunde liegenden oben angeführten Pläne bilden, mit Höhen-Curven der für die Anlage der beiden Thalsperren bestimmten Terrains in den genannten Thälern, im Mai 1888 angefertigt durch den Kataster-Controleur Steffen, dargestellt und werden daselbst nach Nordwest im Brucherthale, nach Süden im Beverthale durch den roth angelegten Grundriss der Sperrmauer, im Uebrigen durch die Höhen-Curve 362,55 m über N. N. für das Brucherthal und durch die Höhen-Curve 286,43 m über N. N. für das Beverthal begrenzt.

Die zur Herstellung, Unterhaltung und Ausnutzung der Sammelbecken, sowie zum Schutze der unterhalb derselben liegenden Grundstücke und Gebäulichkeiten zu erbauenden Sperrmauern sind auf den ebenfalls ein Zubehör der Pläne bildenden „Project-Zeichnungen zu der Thalsperre im Brucherthale für 750000 cbm Inhalt und zu der Thalsperre im Beverthale für 3000000 cbm Inhalt, entworfen und berechnet durch O. Intze, Professor," in Vorderansicht, Grundriss und Querschnitt dargestellt und mit einer graphischen Festigkeitsberechnung versehen.

Die bei dem Unternehmen betheiligten gewerblichen Anlagen sind in den ein weiteres Zubehör der Pläne bildenden Lagezeichnungen mit rother Farbe kenntlich gemacht. Auch sind diese Anlagen in den zugehörigen Verzeichnissen unter Angabe ihrer Eigenthümer und des in den Voranschlägen ermittelten Vortheils speciell nachgewiesen.

Karten und Register werden mit einem auf das Datum des genehmigten Statuts Bezug nehmenden Beglaubigungsvermerke versehen und bei der Aufsichtsbehörde der Genossenschaft niedergelegt.

Abänderungen der Projekte, die im Laufe der Ausführung sich als erforderlich herausstellen, können vom Genossenschaftsvorstande beschlossen werden. Der Beschluss bedarf jedoch der Genehmigung der staatlichen Aufsichtsbehörde.

Vor Ertheilung der Genehmigung sind diejenigen Genossen zu hören, deren Grundstücke oder gewerbliche Anlagen durch die Veränderungen direct in Mitleidenschaft gezogen werden.

§ 2.

Die Genossenschaft führt den Namen „Wupper-Thalsperren-Genossenschaft" und hat ihren Sitz in der Gemeinde Neuhückeswagen.

Die Verlegung des Sitzes an einen anderen im Gebiete der Wupper oder ihrer Nebenflüsse belegenen Ort kann von der Generalversammlung der Genossenschaft beschlossen werden und bedarf der Genehmigung der staatlichen Aufsichtsbehörde.

§ 3.

Die Kosten der Herstellung und Unterhaltung der gemeinschaftlichen Anlagen werden von der Genossenschaft getragen. Dagegen bleiben die nach den Zwecken der Thalsperrenanlagen an den einzelnen Betriebswerken erforderlichen Einrichtungen den betreffenden Genossen überlassen.

Die Genossen sind gehalten, den im Interesse des ganzen Unternehmens getroffenen Anordnungen des Vorstehers Folge zu leisten.

§ 4.

Ausser der Herstellung der im Projecte vorgesehenen Anlagen liegt dem Vorstande ob, Anlagen, welche im besonderen Interesse mehrerer Betheiligter zur besseren Ausnutzung der gewerblichen Triebkraft oder zur besseren Benutzung des Wassers der Sammelbecken und der dazu gehörigen Wasserläufe zu sonstigen gewerblichen Zwecken dienen sollen, einzurichten und auf Kosten der dabei Betheiligten ausführen zu lassen.

Die Absicht des Vorstandes ist unter Auflegung der Pläne und Kostenanschläge sowie der Kostenvertheilung bei dem Vorsteher nach Vorschrift des § 8 dieses Statuts bekannt zu machen. Einsprüche sind bei dem Vorsteher innerhalb 4 Wochen nach der Offenlegung schriftlich unter Angabe der Gründe anzubringen. Ueber dieselben entscheidet endgiltig die Aufsichtsbehörde.

Die Unterhaltung derartiger Anlagen untersteht der Aufsicht des Vorstehers.

Die Generalversammlung kann die Ausführung und Unterhaltung solcher Anlagen auf Kosten der Genossenschaft beschliessen. Ebenso kann die Generalversammlung die Neuanlage von Sammelbecken im Gebiete der Wupper und deren Nebenflüsse zur reichlicheren Versorgung der Genossenschaft mit Wasser beschliessen. In beiden Fällen bedürfen die Beschlüsse der Generalversammlung der Genehmigung der staatlichen Aufsichtsbehörde. Der gleichen Genehmigung bedürfen die auf diese Anlagen bezüglichen Projecte sowie — in Ermangelung einer Einigung der Betheiligten — das Kostenbeitragsverhältniss.

§ 5.

Der Vorstand ist befugt, das Wasser der Sammelbecken und der dazu gehörigen Wasserläufe über die eigentlichen Genossenschaftszwecke hinaus mit

der Massgabe nutzbar zu machen, dass für die Sicherstellung der eigentlichen Genossenschaftszwecke die nothwendigen Vorkehrungen getroffen werden.

Namentlich darf er:

1. das Wasser für Landes-Meliorationen abgeben, auch mit Genehmigung der Generalversammlung und der Aufsichtsbehörde solche auf Rechnung der Genossenschaft einrichten;
2. das Wasser gegen Entgelt insbesondere auch für Wasserleitungen abgeben:
3. die Fischerei auf dem Becken verpachten;
4. die sonstige Benutzung des Beckens gegen Entgelt gestatten.

Alle für solche Nutzbarmachung des Beckens und des Wassers erforderlichen Anlagen unterstehen der Aufsicht des Vorstandes.

§ 6.

Die gemeinschaftlichen Anlagen werden unter Leitung des oder der vom Vorstande hierzu angenommenen Personen ausgeführt und unterhalten. Der Vorstand hat dafür Sorge zu tragen, dass die Sammelbecken im Brucher- und Beverthale, entsprechend den angeschlossenen Plänen des Professors Intze, so construirt werden, und dass der Betrieb derselben dauernd so eingerichtet wird, dass die zur Hochwasserzeit abfliessenden Wassermengen zur Vermeidung von Ueberschwemmungen möglichst zurückgehalten werden.

§ 7.

Die Städte Barmen und Elberfeld zahlen zu den aufzubringenden Ausgaben der Genossenschaft für Verzinsung, Amortisation, Unterhaltung und Verwaltung der Brucher- und Bever-Thalsperren jede Stadt den festen Jahresbeitrag von 10000 Mark. Nach Tilgung des Anlagecapitals fallen die vorgenannten Beiträge der beiden Städte für die laufenden Unterhaltungs- und Verwaltungskosten der Genossenschaft fort.

In welchem Masse bei etwa wachsenden Einnahmen der Genossenschaft im Falle des Artikels 3, §§ 1 und 2 des Gesetzes vom 19. Mai 1891 die Beiträge der beiden Städte eine vorzugsweise Ermässigung erfahren sollen, bleibt der Vereinbarung des Vorstandes der Genossenschaft mit den Vertretungen der beiden Städte überlassen.

Im Uebrigen wird nach Begründung der Genossenschaft das Verhältniss, in welchem die einzelnen Genossen zu den Genossenschaftslasten beizutragen haben, nach Massgabe des für dieselben aus den Genossenschaftsanlagen erwachsenden Vortheils in dem im § 8 dieses Statuts bezeichneten Verfahren festgesetzt, wobei als Vertheilungsmassstab für das Jahr $^1/_{160}$ der durch das Thalsperrenwasser gewonnenen Nutzpferdekraft dreihundert Cubikmetern des zu sonstigen gewerblichen Zwecken aus der Wupper entnommenen Wassers gleichzustellen ist. Hierbei sollen die Kosten pro Nutzpferdekraft auf ganze Mark und die Kosten pro Cubikmeter sonstigen Nutzwassers auf ganze Pfennige abgerundet werden und zwar bis einschliesslich $^1/_2$ Mark bezw. $^1/_2$ Pfennig nach unten; über $^1/_2$ Mark bezw. $^1/_2$ Pfennig nach oben. Eine Aenderung dieses Vertheilungs-Massstabes, soweit er das Beitragsverhältniss der Genossen unter einander betrifft, kann nur durch Beschluss der Generalversammlung, welcher der Bestätigung der Aufsichtsbehörde bedarf, erfolgen.

Das nach Vorstehendem aufzustellende Register hat die einzelnen Genossen und das Beitragsverhältniss zu den Genossenschaftslasten zu enthalten.

§ 8.

Nach Ablauf von zwei Jahren nach Inbetriebsetzung der Anlagen sowie ferner auf Antrag von einem Drittheile der Genossen, wenn seit der letzten Revision zwei Jahre verflossen sind, hat eine Revision des Vertheilungsmassstabes, beziehungsweise des Registers durch zwei vom Vorstande zu wählende Sachverständige unter Leitung des Vorstehers zu erfolgen, welcher bei Meinungsverschiedenheiten den Ausschlag giebt. Sowohl ein nach der Zahl der gewerblichen Anlagen wie ein nach der Beitragspflicht berechnetes Dritttheil der Genossen ist zur Stellung eines Antrags berechtigt.

Nach vorgängiger Bekanntmachung in den amtlichen Kreisblättern derjenigen Kreise, deren Bezirken das Genossenschaftsgebiet ganz oder theilweise angehört, wird das revidirte Genossenschaftsregister vier Wochen lang zur Einsicht der Genossen in der Wohnung des Vorstehers ausgelegt. Auch kann jeder Genosse Abschrift des Verzeichnisses gegen Erstattung der Schreibgebühren vom Vorsteher verlangen. Abänderungsanträge müssen innerhalb der vierwöchentlichen Frist schriftlich bei dem Vorsteher angebracht werden.

Nach Ablauf dieser Frist hat der Vorsteher die bei ihm schriftlich eingegangenen Abänderungsanträge der Aufsichtsbehörde vorzulegen. Die letztere oder deren Commissar lässt unter Zuziehung der Beschwerdeführer und eines Vertreters des Vorstandes die erhobenen Reclamationen durch einen Sachverständigen untersuchen.

Einigt sich der Vorstand und der Beschwerdeführer über die Person des Sachverständigen, so ist dieser zu nehmen, andernfalls wird der Sachverständige von der Aufsichtsbehörde ernannt. Mit dem Ergebniss der Untersuchung werden die Beschwerdeführer und der Vertreter des Vorstandes von dem Commissar bekannt gemacht. Sind beide Theile mit dem Gutachten einverstanden, so wird das Register demgemäss festgestellt; andernfalls sind die Verhandlungen der Aufsichtsbehörde zur Entscheidung einzureichen.

Der Aufsichtsbehörde ist es unbenommen, vor ihrer Entscheidung andere ihr geeignet scheinende Sachverständige zu hören.

Die bis zur Mittheilung des Ergebnisses der Untersuchung entstandenen Kosten sind in jedem Falle von der Genossenschaft zu tragen. Wird eine Entscheidung erforderlich, so sind die weiter erwachsenden Kosten dem unterliegenden Theile aufzuerlegen.

Ausserdem kann jederzeit im Bedürfnissfalle eine in gleicher Weise vorzunehmende Revision des Vertheilungsmassstabes beziehungsweise des Registers vom Vorstande beschlossen oder von der staatlichen Aufsichtsbehörde angeordnet werden.

In den Fällen des Artikels 3 des Gesetzes vom 19. Mai 1891 findet die Neuregelung des Beitragsverhältnisses jederzeit von Amtswegen durch den Vorstand statt.

Den von der Aufsichtsbehörde, von dem Vorstande und auf Vereinbarung mit den Interessenten ernannten Sachverständigen ist Seitens der Genossen die erforderliche Auskunft zu geben und der Zutritt zu den gewerblichen Anlagen zu gestatten.

Aus diesem Anlass entstehende Streitigkeiten entscheidet endgültig die Aufsichtsbehörde.

§ 9.

Die Genossen sind verpflichtet, die Beiträge in den von dem Vorstande festzusetzenden Terminen zur Genossenschaftskasse abzuführen.

Bei versäumter Zahlung hat der Vorsteher die fälligen Beiträge beizutreiben.

§ 10.

Im Falle des Artikels 3, §§ 1 und 2 des Gesetzes vom 19. Mai 1891 sind Genossen, welche durch Erweiterung oder Verbesserung ihrer gewerblichen Anlagen eine grössere Ausnutzung des Wassers der Sammelbecken oder der aus denselben fliessenden Wasserläufe bezwecken, verpflichtet, vor Benutzung dieser Einrichtungen dem Vorsteher von ihrem Vorhaben Anzeige zu erstatten.

§ 11.

Jeder Genosse hat sich die Einrichtung der genossenschaftlichen Anlagen, diese Anlagen selbst, sowie deren Unterhaltung, soweit sein Eigenthum davon vorübergehend oder dauernd betroffen wird, gefallen zu lassen.

Darüber, ob und zu welchem Betrage dem einzelnen Genossen unter Berücksichtigung der ihm aus der Anlage erwachsenden Vortheile ein Entschädigung gebührt, entscheidet, falls sich ein Genosse mit dem Vorsteher nicht gütlich verständigen sollte, das nach Vorschrift dieses Statuts zu bildende Schiedsgericht mit Ausschluss des Rechtsweges.

§ 12.

Das Stimmenverhältniss richtet sich nach der Theilnahme an den Genossenschaftslasten und zwar derart, dass für jede gewerbliche Anlage bei einer Betheiligung bis zu 10 Mark eine Stimme gerechnet wird, während bei grösserer Betheiligung soviel weitere Stimmen hinzukommen, als die Zahl 10 in der überschiessenden Summe von Mark enthalten ist. Bruchtheile von 10 werden bei der Berechnung der Mehrstimmen nicht berücksichtigt.

Die Stimmliste ist demgemäss von dem Vorstande zu entwerfen und nach vorgängiger öffentlicher Bekanntmachung der Auslegung vier Wochen lang zur Einsicht der Genossen in der Wohnung des Vorstehers auszulegen. Jeder Genosse kann Abschrift der Stimmliste gegen Erstattung der Schreibgebühren verlangen.

Anträge auf Berichtigung der Stimmliste sind an keine Frist gebunden.

§ 13.

Miteigenthümer einer an der Genossenschaft betheiligten gewerblichen Anlage haben auf Erfordern des Vorstandes zur Wahrnehmung ihres gemeinschaftlichen Interesses einen Bevollmächtigten zu bestellen.

§ 14.

Der Genossenschaftsbund besteht aus:

a) einem Vorsteher,

b) sechs Beisitzern.

Die Vorstandsmitglieder bekleiden ein Ehrenamt. Als Ersatz für Auslagen und Zeitversäumniss erhält jedoch der Vorsteher, erforderlichen Falles auch der Stellvertreter desselben, eine jährliche von dem Vorstande festzusetzende Entschädigung, welche der Genehmigung der Aufsichtsbehörde bedarf.

Die Stadtvertretungen von Barmen und Elberfeld haben dafür, dass die beiden Städte nach Massgabe des aufgestellten Vertheilungsmassstabes einen Jahresbeitrag von je 10 000 Mark zahlen, das Recht, jede einen von den sechs Beisitzern, sowie je einen Stellvertreter zu bestimmen. Die übrigen vier Beisitzer

des Vorstandes nebst vier Stellvertretern werden von der Generalversammlung auf 4 Jahre nach absoluter Mehrheit der abgegebenen Stimmen gewählt.

Alle 2 Jahre scheidet die Hälfte der von der Genossenschaft gewählten Beisitzer und Stellvertreter aus. Die das erste Mal Ausscheidenden werden durch das vom Vorsteher in einer Vorstandssitzung zu ziehende Loos bestimmt.

Wählbar ist jeder Genosse, welcher den Besitz der bürgerlichen Ehrenrechte nicht durch rechtskräftiges Erkenntniss verloren hat.

Der Vorsteher, sowie der Stellvertreter desselben werden gleichfalls von der Generalversammlung nach absoluter Stimmenmehrheit auf 4 Jahre gewählt. Die Wahl derselben kann auf andere, der Genossenschaft nicht angehörige Persönlichkeiten gerichtet werden und bedarf der Genehmigung der Aufsichtsbehörde.

Der Stellvertreter des Vorstehers kann auch aus den Beisitzern gewählt werden.

Die Wahl der von der Generalversammlung zu wählenden Vorstandsmitglieder wie der Stellvertreter erfolgt in getrennten Wahlhandlungen für jedes Mitglied. Wird im ersten Wahlgange eine absolute Stimmenmehrheit nicht erreicht, so erfolgt eine engere Wahl zwischen denjenigen beiden Personen, welche die meisten Stimmen erhalten haben. Bei Stimmengleichheit entscheidet das vom Vorsitzenden zu ziehende Loos. Die Mitgliedschaft im Vorstande dauert bei Ablauf der Wahlperiode bis zur Wahl des Nachfolgers fort. Die Ausscheidenden sind wieder wählbar.

Im Uebrigen finden die Vorschriften für Gemeindewahlen in den Landgemeinden der Rheinprovinz sinngemässe Anwendung.

Wenn kein Widerspruch erfolgt, kann Wahl durch Acclamation erfolgen.

§ 15.

Die Mitglieder des Vorstandes werden von der Aufsichtsbehörde durch Handschlag an Eidesstatt verpflichtet.

Zur Legitimation der Vorstandsmitglieder und ihrer Stellvertreter dient das von der Aufsichtsbehörde aufgenommene Verpflichtungsprotokoll.

Soll der Stellvertreter sich darüber ausweisen, dass der Fall der Stellvertretung eingetreten ist, so dient dazu ein Zeugniss der Aufsichtsbehörde.

Der Vorstand hält seine Sitzungen unter dem Vorsitze des Vorstehers, der gleiches Stimmrecht hat wie die Beisitzer, und dessen Stimme im Falle der Stimmengleichheit entscheidet.

Zur Gültigkeit der gefassten Beschlüsse ist es erforderlich, dass die Beisitzer unter Angabe der Gegenstände der Verhandlung geladen und dass mit Einschluss des Vorstehers mindestens drei der Vorstandsmitglieder anwesend sind.

Wer am Erscheinen verhindert ist, hat dies unverzüglich dem Vorsteher anzuzeigen. Dieser hat alsdann den für das betreffende Mitglied gewählten Stellvertreter oder wenn auch dieser verhindert ist, den an Lebenszeit ältesten Stellvertreter zu laden.

§ 16.

Soweit nicht in diesem Statute einzelne Verwaltungsbefugnisse dem Vorstande oder der Generalversammlung vorbehalten sind, hat der Vorsteher die selbstständige Leitung und Verwaltung aller Angelegenheiten der Genossenschaft.

Zeit und Art der Wasserabgabe aus der Thalsperre bestimmt der Vorstand.

§ 17.

Die Verwaltung der Kasse führt ein Rechner, welcher von dem Vorstande auf 2 Jahre gewählt und dessen Remuneration sowie zu stellende Caution vom Vorstande festgestellt wird. Die Aufsichtsbehörde kann jederzeit die Entlassung des Rechners wegen mangelhafter Dienstführung anordnen.

§ 18.

Zur Bewachung und Bedienung der genossenschaftlichen Anlagen stellt der Vorsteher auf Beschluss des Vorstandes zwei oder im Bedarfsfalle mehrere Wärter an und stellt den Lohn für dieselben fest.

Die Wärter sind allein befugt, die genossenschaftlichen Schleusen zu öffnen.

Die Wärter müssen den Anordnungen des Vorstehers pünktlich Folge leisten.

§ 19.

Der gemeinsamen Beschlussfassung der Genossen (Generalversammlung) unterliegen:

1. die Wahl der Vorstandsmitglieder und deren Stellvertreter;
2. die Wahl der Schiedsrichter und deren Stellvertreter;
3. die Abänderung des Statuts;
4. die in den Paragraphen 2, 4 und 7 dieses Statuts der Generalversammlung vorbehaltene Entscheidung.

§ 20.

Die erste zur Bestellung des Vorstandes erforderliche Generalversammlung beruft die Aufsichtsbehörde, welche auch zu den in dieser Versammlung erforderlichen Abstimmungen eine vorläufige Stimmliste nach dem vorläufig festgestellten Vertheilungsmassstabe aufzustellen hat.

Die weiteren Generalversammlungen sind in den gesetzlich vorgeschriebenen Fällen (§ 60 des Gesetzes vom 1. April 1879), mindestens aber alle zwei Jahre durch den Vorsteher zusammenzuberufen.

Die Einladung erfolgt unter Angabe der Gegenstände der Verhandlung durch ein öffentlich bekannt zu machendes Ausschreiben der Genossenschaft und ausserdem durch Einzelladung an die Mitglieder der Genossenschaft, beziehungsweise an die von denselben gemäss § 13 des Statuts bestellten Bevollmächtigten.

Zwischen der Einladung und der Versammlung muss ein Zeitraum von mindestens zwei Wochen liegen.

Die Versammlung ist ohne Rücksicht auf die Zahl der Erschienenen beschlussfähig. Die Mitglieder der Genossenschaft können sich in der Generalversammlung durch andere stimmberechtigte Mitglieder oder durch einen bevollmächtigten Leiter ihres Betriebes vertreten lassen.

Der Vorsteher führt den Vorsitz.

Die Generalversammlung kann auch von der Aufsichtsbehörde zusammenberufen werden. In diesem Falle führt diese oder der von ihr ernannte Commissar den Vorsitz.

§ 21.

Die Streitigkeiten, welche zwischen Mitgliedern der Genossenschaft über das Eigenthum an Grundstücken, über das Vorhandensein oder den Umfang von Grundgerechtigkeiten oder anderen Nutzungsrechten oder über besondere,

auf speciellen Rechtstiteln beruhende Rechte und Verbindlichkeiten der Parteien entstehen, gehören zur Entscheidung der ordentlichen Gerichte.

Dagegen werden alle anderen Beschwerden, welche die gemeinsamen Angelegenheiten der Genossenschaft oder die vorgebliche Beeinträchtigung einzelner Genossen in ihren durch das Statut begründeten Rechten betreffen, von dem Vorsteher untersucht und entschieden, soweit nicht nach Massgabe dieses Statuts oder nach gesetzlicher Vorschrift eine andere Instanz zur Entscheidung berufen ist.

Gegen die Entscheidung des Vorstehers steht, sofern es sich nicht um eine, der ausschliesslichen Zuständigkeit anderer Behörden unterliegende Angelegenheit handelt, jedem Theile die Anrufung der Entscheidung eines Schiedsgerichts frei, welche binnen zwei Wochen, von der Bekanntmachung des Bescheides an gerechnet, bei dem Vorsteher angemeldet werden muss. Die Kosten des Verfahrens sind dem unterliegenden Theile aufzuerlegen.

Das Schiedsgericht besteht aus einem Vorsitzenden, welchen die Aufsichtsbehörde ernennt, und zwei Beisitzern.

Die Beisitzer werden nebst zwei Stellvertretern von der Generalversammlung nach Massgabe der Vorschriften dieses Statuts gewählt. Wählbar ist Jeder, der in der Gemeinde seines Wohnortes zu den öffentlichen Gemeindeämtern wählbar und nicht Mitglied oder Nebeninteressent der Genossenschaft ist.

Wird ein Schiedsrichter mit Erfolg abgelehnt, so ist der Ersatzmann aus den gewählten Stellvertretern oder erforderlichen Falls aus den wählbaren Personen durch die Aufsichtsbehörde zu bestimmen.

§ 22.

Die von der Genossenschaft ausgehenden Bekanntmachungen sind unter der Bezeichnung: „Wupper-Thalsperren-Genossenschaft“ zu erlassen und vom Vorsteher zu unterzeichnen.

Die für die Oeffentlichkeit bestimmten Bekanntmachungen der Genossenschaft werden in das Kreisblatt aufgenommen, welches als amtliches Kreisblatt für den Ort des Sitzes der Genossenschaft gilt.

§ 23.

Soweit die Aufnahme neuer Genossen nicht auf einer, dem § 69 des Gesetzes vom 1. April 1879 oder dem Art 3 § 2 des Gesetzes vom 19. Mai 1891 entsprechenden rechtlichen Verpflichtung beruht, kann sie auch als ein Act der Vereinbarung auf den Antrag des Aufzunehmenden durch einen der Zustimmung der Aufsichtsbehörde bedürftigen Vorstandsbeschluss erfolgen.

Gegeben Neues Palais, den 29. April 1896.

[L. S.] gez.: Wilhelm R.

Zugleich für den Minister für Landwirthschaft, Domänen und Forsten.

gez.: Freiherr von Berlepsch. Thielen.

Es wird hiermit bescheinigt, dass vorstehendes Statut von der am 29. November 1895 stattgehabten Versammlung der Interessenten zur Bildung

der Wupper-Thalsperren-Genossenschaft in der in dem Protokoll über diese Versammlung angegebenen Weise berathen und angenommen worden ist.

Lennep, den 1. December 1895.

[L. S.] Der Commissar
zur Bildung der Wupper-Thalsperren-Genossenschaft
gez.: Koenigs, Landrath.

[I. III. 3829.]

Gesetz

wegen Abänderung des Gesetzes, betreffend die Bildung von Wassergenossenschaften, vom 1. April 1879 (Gesetz-Samml. S. 97) für das Gebiet der Wupper und ihrer Nebenflüsse. Vom 19. Mai 1891.

Wir Wilhelm, von Gottes Gnaden König von Preussen etc. verordnen, unter Zustimmung der beiden Häuser des Landtages Unserer Monarchie, für das Gebiet der Wupper und ihrer Nebenflüsse, was folgt:

Artikel 1. Der Eintritt in eine neu zu bildende Genossenschaft zur Anlegung, Benutzung und Unterhaltung von Sammelbecken für gewerbliche Anlagen kann gegen widersprechende Eigenthümer der bei dem Unternehmen zu betheiligenden gewerblichen Anlagen erzwungen werden, wenn:

1. das Unternehmen — ohne die Landeskulturinteressen zu verletzen — eine bessere Ausnutzung der gewerblichen Triebkraft von Wasserläufen oder eine bessere Benutzung des Wassers zu sonstigen gewerblichen Zwecken verfolgt;
2. das Unternehmen nur bei Ausdehnung auf die im Eigenthum der Widersprechenden befindlichen gewerblichen Anlagen zweckmässig ausgeführt werden kann, und
3. diejenigen Betheiligten, welche sich für das Unternehmen erklärt haben, eine Mehrheit des in den Voranschlägen ermittelten Vortheils vertreten.

Bei der unter Ziffer 3 erwähnten Abstimmung können nur die Eigenthümer der bei den Unternehmen zu betheiligenden gewerblichen Anlagen mitwirken.

Hinsichtlich solcher gewerblicher Anlagen, für welche nach der Art des Betriebes das Unternehmen eine erhöhte Ertragsfähigkeit nicht in Aussicht stellt, findet ein Zwang zum Eintritt nicht statt.

Artikel 2. Die Aufsicht des Staates (§ 49 des Gesetzes vom 1. April 1879) wird von dem Regierungspräsidenten und in der Beschwerdeinstanz von dem Oberpräsidenten geführt. Sie hat sich auch darauf zu erstrecken, dass diejenigen Sicherheitsmassregeln getroffen werden, welche zum Schutz der unterhalb der Sammelbecken liegenden Grundstücke und Gebäulichkeiten erforderlich sind.

Artikel 3. Im Uebrigen finden die für Genossenschaften zur Ent- und Bewässerung von Grundstücken für Zwecke der Landeskultur gegebenen beson-

deren Vorschriften der §§ 66 bis 70 des Gesetzes vom 1. April 1879 mit den aus den folgenden Paragraphen sich ergebenden Massgaben entsprechende Anwendung.

§ 1. Ein Genosse, welcher durch Erweiterung oder Verbesserung seiner gewerblichen Anlage eine grössere Ausnutzung des Wassers der Sammelbecken oder der aus denselben fliessenden Wasserläufe bewirkt, kann mit einem dem grösseren Vortheil entsprechenden höheren Beitrage zu den Genossenschaftslasten herangezogen werden, falls die bessere Ausnutzung ganz oder theilweise durch das genossenschaftliche Unternehmen möglich geworden ist.

§ 2. Eigenthümer von gewerblichen Anlagen, welche nach Begründung der Genossenschaft den Betrieb der Anlage auf die Benutzung des Wassers der Sammelbecken oder der aus denselben fliessenden Wasserläufe einrichten, dürfen das Wasser erst benutzen, nachdem sie der Genossenschaft beigetreten sind.

Die Genossenschaft ist verpflichtet, solche Eigenthümer auf deren Verlangen in die Genossenschaft aufzunehmen, wenn die genossenschaftlichen Anlagen bei entsprechender Einrichtung hinreichen, um ohne Nachtheil für die bereits vorhandenen Genossen den gemeinsamen Bedürfnissen zu entsprechen.

Der neu hinzutretende Genosse hat jedoch der Genossenschaft einen entsprechenden Antheil an den Herstellungs- und Unterhaltungskosten zu zahlen. Auch hat er die durch die Mitbenutzung der genossenschaftlichen Anlagen erwachsenen besonderen Kosten zu tragen.

§ 3. Streitigkeiten in den Fällen der §§ 1, 2 unterliegen mit Ausschluss des ordentlichen Rechtsweges der Entscheidung des Bezirksausschusses.

Artikel 4. Zu den im § 55 des Gesetzes vom 1. April 1879 bezeichneten Nutzungsberechtigten gehört auch der Miether von den der Genossenschaft angeschlossenen gewerblichen Anlagen, sowie von gesonderten Arbeitsstellen in denselben. Gegen den Miether gesonderter Arbeitsstellen kann die Exekution nur wegen des auf seine Arbeitsstelle zu vertheilenden Beitrags erfolgen.

Artikel 5. Ausser den im § 74 Nr. 1 bis 4 des Gesetzes vom 1. April 1879 bezeichneten Gegenständen ist zur Begründung des Antrags auf Bildung einer öffentlichen Genossenschaft zur Anlegung, Benutzung und Unterhaltung von Sammelbecken für gewerbliche Anlagen erforderlich:

> der Voranschlag des von dem Unternehmen zu erwartenden Vortheils sowie der Massstab, nach welchem dieser Vortheil auf die bei dem Unternehmen zu betheiligenden gewerblichen Anlagen vertheilt werden soll.

Artikel 6. Die §§ 79, 80 des Gesetzes vom 1. April 1879 finden auf die Bildung der Genossenschaften zur Anlegung, Benutzung und Unterhaltung von Sammelbecken für gewerbliche Anlagen mit folgenden Abänderungen Anwendung:

1. An Stelle der Fläche und des Katastralreinertrages der Grundstücke tritt der in dem Voranschlage ermittelte Vortheil der gewerblichen Anlagen.
2. Wird der in dem Voranschlag ermittelte Vortheil oder der Massstab, nach welchem dieser Vortheil auf die betheiligten gewerblichen Anlagen vertheilt werden soll, bestritten, so tritt das schiedsrichterliche Verfahren ein. Die Leitung desselben liegt dem Kommissar (§ 77 a. a. O.) ob. Wenn sich die Parteien über andere Personen nicht einigen, so wählen die Zustimmenden und die Widersprechenden durch einen nach der Personenzahl zu fassenden Mehrheitsbeschluss

je einen Schiedsrichter. Verweigert eine Partei die Wahl, oder erklärt sie sich innerhalb einer Frist von zwei Wochen nach der ergangenen Aufforderung zur Wahl nicht, so ernennt für sie der Regierungspräsident den Schiedsrichter. Bei Meinungsverschiedenheiten der Schiedsrichter untereinander entscheidet ein von den Parteien im beiderseitigen Einverständniss gewählter und in Ermangelung eines solchen Einverständnisses vom Regierungspräsidenten zu ernennender Obmann.

Die Festsetzungen des schiedsrichterlichen Verfahrens gelten nur für die bis zur Genehmigung des Genossenschaftsstatuts erforderlichen Abstimmungen.

Artikel 7. Auf die Erwerbung der für die Zwecke der Genossenschaft zur Anlegung, Benutzung und Unterhaltung von Sammelbecken für gewerbliche Anlagen erforderlichen Grundstücke findet das Gesetz über die Enteignung von Grundeigenthum vom 11. Juni 1874 (Ges.-Samml. S. 221) Anwendung.

Artikel 8. Durch Königliche Verordnung können die Bestimmungen dieses Gesetzes auch auf das Gebiet der Lenne und ihrer Nebenflüsse ausgedehnt werden.

Urkundlich unter Unserer Höchsteigenhändigen Unterschrift und beigedrucktem Königlichen Insiegel. [J.-Nr. 5658.] [Nr. 9453.]

Gegeben Elbing, den 19. Mai 1891.

[L. S.] **Wilhelm.**

v. Caprivi. v. Boetticher. v. Maybach. Herrfurth. v. Schelling.
Frhr. v. Berlepsch. Miquel. v. Kaltenborn. v. Heyden.
Gr. v. Zedlitz.

Litteratur-Verzeichniss.

a) Selbstständige Werke.

A. Dumreicher, Die Wasserwirthschaft des Oberharzes, Clausthal, 1868.
Hoppe, Die Bergwerke u. s. w. im Ober- und Unterharz. Clausthal, 1883.
Andréossy, Histoire du canal du Midi (Lampy).
Aymard, Irrigations du midi de l'Espagne. Régime administrative des arrosages de cette contrée.
Bossuet, Le lac de Moeris.
Krantz, Étude sur les murs de réservoirs.
Leger, Les travaux publics au temps des Romains.
De Lagrené, Cours de navig. int. tome II. part III. Paris, 1873.
Bosc J. J. Les barrages réservoirs dans les Cevennes.
Linant de Bellefonds, Les principaux travaux d'utilité publique en Égypte.
Bechmann, Distributions d'eau.
Humber, A treatise on the water-supply of towns. London, 1876.
Guillemain, Rivières et canaux.
Mc. Masters, High masonry dams. New-York, 1876.
Bodson, Détienne et Leclerq, La Gileppe, 1877.
Wilson, Manual of irrigation-engineering.
Debauve, Manuel de l'ingenieur des ponts et chaussées. Paris, 1878.
Flinn, Irrigation-canals.
Farrand, Benedict. Millereck-dam und Sheffield-dam.
Dawson, Le réservoir de Paroy.
Minard, Cours de construction.
Merriman, A text book on retaining walls.
Lesseps, Le barrage du Furens compte rendu de l'Acad. des sciences. 1880.
„ „ „ de la Gileppe „ „ „ „ „ „ 1880.
Chapineau, Étude sur le désenvasement des barrages. 1880.
J. J. Fanning, A. treatise on hydraulic watersupply chapt. X. New-York, 1882.
Crugnola, Gaetano, Sui muri di sostegno. Torino. Negro, 1883.
„ „ Dei grandi serbatoi proposti etc. . . Roma, typ. del genio civ. 1885.
Torricelli, Dei grandi bacini per irrigazione. Roma, 1885.
Deacon, Report as to the Vyrnwy masonry dam. Liverpool, 1885.
Zoppi e Torricelli, Laghi artificiali dell'Algeria, della Francia e del Belgio. Roma. Botta, 1886.
Gravell, A. hist. und descriptive review on earth and massive dams. 1887.
Aquedotto di Grosseto, Perrozzo, 1887.
Hall, Irrigation in Southern California. (Bearvalley-dam) 1888.
Zoppi e Torricelli, Irrigationi e laghi artificiali della Spagna, Firenze, Barbéra, 1888.
Ministère des travaux publics en France, Torcy-Neuf, 1889.
Church and Fteley, Rep. on the design and constr. of high masonry dams. New-York, 1889.
W. Fox, Irrigation in Southern California (Sweetwater-dam) 1891.
Gauthey, Traité de la construction des ponts. (contreforts.)
Neveu Dérotrie et Meunier, Les travaux publics en Algérie.

Rapports, et procès verbaux du VIème congrès de navig. int. Paris, 1892.

Paris, imprimérie, Lahure, rue de Fleurus, No. 9		
	M. Cadart.	Les réservoirs du département de la Haute Marne.
	Hoerschelmann.	„ „ en Russie.
	Bouvier.	„ „ dans le Midi de la France
	Barois.	„ „ in Englisch-Indien.
	Gould	
	Pelletreau.	Les grands barrages en maçonnerie.
	Llaurado.	Les réservoirs en Espagne.
	Denys.	Alimentation des canaux.
	Fontaine.	Les réservoirs du canal du Centre et du Bourgogne.

Wegmann, The design and construction of masonry dams. New-York, 1893.
Burton W. K., The water supply of towns. London, 1894.
Lueger, Die Wasserversorgung der Städte. I. Abth., Darmstadt, 1890—1895.
Friedrich, Kulturtechnischer Wasserbau, Berlin, 1897.
Reports to the Aqueduct-Commission of New-York.
Annual report of the Canal Commission of the state of New-York.
Ronna, Les irrigations.
Roloff, Mittheilungen über amerik. Wasserbauwesen. Berlin, 1895.
Bannizà, Lengemann, Klockmann u. Sympher, Das Berg- und Hüttenwesen des Oberharzes. Stuttgart, 1895.
Wegmann, The watersupply of New-York, 1858—95.
Dumas, Barrages réservoirs. Extrait du Génie civil 1896.
Borchardt, Remscheider Stauweiheranlage, sowie Beschreibung von 450 Stauweiheranlagen. München, 1898.
Rehbock, Deutsch Südwest-Afrika. (Nutzbarmachung des Wassers). Berlin, 1898.
Büsing und Schumann, Der Portlandcement. 2. Aufl. Berlin, 1899.
Spon's dictionary of engineering 1874 Vol. 3. 4. 8.
Handbuch der Ingenieurwissenschaften. III. Bd. Wasserbau. I. Abt. 3. Aufl. 1893.
Rankine, Handbuch der Bauingenieurkunst. 12. Aufl. a. d. Engl. von Kreuter. Wien, 1892.
Seiler, Ursachen und Folgen der jähen Ueberschwemmungen u. s. w. München, 1899.
Kemperts Litteraturnachweis. Technische Hochschule in Charlottenburg.

b) Aufsätze in Zeitschriften.

Annales des mines.

1876 Sauvage, Exploitation hydraulique de l'or en Californie.

Annales des ponts et chaussées.

1833 Vallées, Revêtement par gradins indépendants.
1840 Méry, La loi du trapèze.
1853 Sazilly, Note sur un type de profil d'égale résistance.
1856 Le Blanc, Stabilité des constructions.
1869 „ „ Stabilité des voûtes biaises.
1866 Graeff, Le gouffre d'enfer sur le Furens.
„ Delocre, Sur la forme de profil à adopter.
1868 Lafont, Sur la répartition des pressions.
1869 Hirsch, Entwässerung von Erddämmen.
„ „ Le réservoir de Mittersheim.
1872 Tournadre, Le barrage de Verdon.
1875 Pochet, L'Habra.
„ Montgolfier, Alimentation de St. Étienne.
„ Bouvier, Calculs de résistance des grands barrages.
„ „ Formules rectifiées.
1875 u. 77 Alimentation de Lima et de Callao.
1876 u. 77 Pelletreau, Sur les murs qui supportent une poussée d'eau.
1879 „ „ Barrages curvilignes.

1885 Hétier, Sur la résistance des matériaux.
1886 „ Calcul du profil des murs barrages.
„ Lamairesse, Cheliff.
1887 Clavenad, Méthode graphique pour déterminer le profil.
1888 Thierry, Barrages curvilignes.
1894 Pelletreau, Chartrain, profil triangulaire.
1895 Lerond, Barrages en maçonnerie.
1897 Pelletreau, Profil des murs barrages.

Annales industrielles.

1879 S. 769 Le barrage de Hamiz en Algérie.
1880 S. 674 Le barrage du Chagre à Panama

Annali di Ingegneria e di architectura.

1888 Torricelli, Delle gallerie filtranti longitudinali.
1895 S. 10 Diga di Goulbourn.

Bulletin de la société d'encouragement.

1896 août. Ronna, Les irrigations de la région arride aux États-Unis.

Bulletin de la société ind. de Muhlhouse.

1880 S. 44 Mieg, Le barrage de la Gileppe.
1888 Grosseteste, La houillère de Ronchamps (Frahier).

Centralblatt der Bauverwaltung.

1882 S. 110 Habra-Sperre (Zerstörung).
83 S. 186 Sammelweiher im Steinlachgebiete.
83 S. 307 Ursachen der Zerstörung.
85 S. 326 Yuba-Thalsperre.
„ S. 246 u. 254 Wetzmann-Thalsperre.
86 S. Vyrnwy-Thalsperre. Liverpool.
89 S. 72 u. 77 Schlesische Thalsperren für die Gebirgsflüsse.
„ S. 379 u. 443 Berechnung von Wasserdruckmauern.
„ S. 250. 266. 330. 497 Johnstown.
90 S. 28 „ „
90 S. 471 Chemnitz.
91 S. 14 Petri, Crystal Springs-dam San Francisco.
92 S. 161 Unger, Zur Berechnung von Staumauern.
„ S. 279 Chemnitz.
93 S. 103 New Croton-Sperre. New-York.
94 S. 279 Chemnitzer Thalsperre.
94 S. 517 u. 292 }
95 S. 95 } Stauanlagen bei der Insel Philae im Nil.
96 S. 385 }
95 S. 191. 211. 528 Bouzey.
96 S. 574 Cold-spring, Staumauer aus Beton.
97 S. 450 Aufgelöste Staumauer mit Stahlplattenbekleidung.
98 S. 256 Damm mit eiserner Kernwand.
98 S. 105, 109, 525, 529 Die Standfestigkeit von Staumauern mit offenen Lagerfugen.
98 S. 525 Thalsperren von Mauerwerk und Eisen.
99 S. 10 Bachmann, Vertheilung der Spannungen in bogenförmigen Sperrmauern.

Civilingenieur.

1879 Heft 1 Kühn, die Gileppe bei Verviers.
1895 Grosch, Stauweiheranlagen.

Deutsche Bauzeitung.

1875 } Intze, Kaimauern, Stützmauern, Thalsperren.
1890 }
1888 „ S. 438 Thalsperren-Entwürfe im Wuppergebiet.
1889 S. 403 Johnstown.
1894 Chemnitzer Thalsperre.
1896 S. 433 Enteisungsanlagen.

Encylopedia delle arti e industrie.

1889 Crugnola, Serbatoi d'aqua o laghi artificiali.

Engineer.

1872 5. Januar. Rankine, On the design and constr. of masonry dams.

Engineering.

1889 S. 152 Vyrnwy water works.
1891 3. July, Beetaloo-dam.
92 Mackenzie.
94 The bursting ot the Gohna-dam.
94 S. 703 Glasgow water works.
97 29. Jan. Periar-dam. (Vertrags-Abriss).

Engineering News.

1888 S. 324 The Sweetwater-dam.
„ S. 421 Sodom-dam.
„ S. 429 Strains in curved dams.
1889 S. 182 San Matteo-dam.
1891 31. V u. 19. IX Beetaloo-dam.
„ 11. VII Colorado-dam.
1892 30. VI S. 646 Tansa-dam.
„ XII S. 182 u. 554 Butte-City-dam.
1894 III Lagrange-dam.
„ S. 255 Ausdehnung von Eisen und Mauerwerk.
Band XXXI S. 473 Ueberströmter Damm. Altoona. P. A.
„ „ S. 485 Bruch eines Entnahmetunnels zu Lima.
„ „ S. 217 Honey-lake-valley-dam.
Band XXXII S. 115 Repairs to the Maligakanda reservoir.
„ XXXIII S. 153 u. 230 Boston-water supply.
„ „ S. 111 Ueberströmung des Sweetwater-dam.
„ „ S. 148 Dam in Manchester. N. H.
„ „ S. 318 Asphalt-Petroleum-Mörtel.
„ „ S. 346 Holyoke, Mass.

Engineering Record.

Band XXVII S. 400 Des Moines-dam (Bruch).
S. 459 Californische Dämme.
S. 92 Periar-dam.
„ XXVIII S. 250 San Roque, masonry dam, Argentinien.
S. 251 Philarcitos, San Andreas, San Leandro, Crystal Springs.
S. 263 Beetaloo-dam.
S. 348 Gebrauch von Soda als Mörtelzusatz.
19. Dec. 91 Tansa-dam, Bhatgur-dam.
„ XXXII New-York water supply. Jerôme Park reservoir.
„ XXXIV Otay-dam, San Diego county, Southbridge-dam.
„ XXXV Coldspring congrete dam, Gileppe, Manhan river dam.

Génie civil.

1868 S. 33—46 Marchal, L'Habra.
1881 Caméré, Mémoir sur divers barrages en cours d'exécution.
81/82 S. 439 Ducourneau, Rupture du barrage de Perrégaux (Habra).
1888 28/I Williot, Murs de retenue de grands réservoirs.
1895 S. 411 Scutari.
1895/96 S. 172 Coignet, Barrages-réservoirs.
1896 Sept. Les forces hydrauliques de la France.

Génie civil ferner:

Tome I	No. 8	p. 128	Cylinder-Schützen.
	„ 20	„ 510	Entschlammung.
„ II	„ 23	„ 536	Spülkanäle. Le barrage de Marengo.
„ III	„ 15	„ 349	La Gileppe.
„ IX	„	„ 145	Les grands murs de soutènement Cournion, La Bastide, La Forêt, Cerbère.
XII	„ 13	„ 196	Williot, Détermination théorique des profils.
XXI	„ 23	„ 373	Vyrnwy.
„	„ 25	„ 411	„
XXVI	„ 13	„ 20	Barrages aux Indes. Tansa.
XXVII	„	„ 172	Dumas, Étude sur les barrages réservoirs.
XXVIII		„ 90	Dumas, Considérations sur la rupture de Bouzey.
XXX	9 „		Appareils de chasse.

Genio civile.

Torricelli, Sul calcolo delle alte dighe di ritenuta.
1895/96 S. 172 Scutari.

Ingegn. civile e le arti industrie. Torino.

1882 La traversa della Gileppe.
Vol XV La rottura del serbatoio di Sonzier.
„ „ „ della traversa di Johnstown.
1889 Serbatoi d'acqua o laghi artificiali.
} Gaetano Crugnola.

Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung.

1882 S. 113 Habra-Sperre.

Minutes of Proc. of Civil Engin. Vol. C XXVI.

1896 S. 24 The Vyrnwy works for the water supply of Liverpool.

Miscellaneous scientific papers. London.

1881 Rankine, Report on the design and const. of masonry dams.

Mittheilungen der Kgl. Techn. Versuchsanstalt Charlottenburg.

1893 S. 228 Böhme, Baumaterialien für Remscheid und die Wupper-Thalsperren.
1896 Gary, Trassprüfungen.

Oestreichische Monatsschrift für den Baudienst.

1895 Heft 1 und 2.

Politecnico.

1883 S. 217 Ceradini, Calcolo dei muri di sostegno d'acqua.
1884 S. 32—67 Castigliano, Muri di sostegno delle acque.

Practical gold mining.

Barrage de Bowman, Californien. Wanfordlock.

Proceedings of the Instit. of Civil Engineers.

1874 Croes. J. J. R. Memoir on the construction of a masonry dam.
Vol 48 S. 312. La Gileppe.

1878 Vol 56 S. 337. La Gileppe.
" " Geelong water supply. Victoria, Australia.
1881 Vol 70 Bursting of Habra-dam.
1882 Vol 71 S. 379. Villar-dam.
1884 " 76 Toler Burke, The Ashti tanks.
" " 85 paper 2110. Coventry, The design. & constr. of masonry dams.

Professional papers of Indian Engineering.

Tullock, On masonry dams.

Prometheus.

1898 No. 465—67. S. Henrichs, Schraubenturbine im schwimmenden Durchlaufwehr.

Report, XIIth annual of the U. S. Geological Survey.

Herbert, M. Wilson, Irrigation in India.
Poona-Tansa-Betwa-Periar-dam.

Revue scientifique.

1896 26 sept. Duponchel, Barrages de retenue.

Rivista de obras publicas. Madrid.

1854 Villar-reservoir.
Lozoya.

Scientific American.

1895 17. VIII Periar-dam. (Photographie.)

Schweizerische Bauzeitung.

1888 S. 123 Sonzier.

Semaine de construction.

1880 S. 55 Planat, Murs de réservoirs.

Süddeutsche Bauzeitung.

1895 S. 22 Bouzey.

Technische Blätter für das Königreich Böhmen.

1875 Harlacher, Das Reservoir im bösen Loch bei Komotau.

Transactions of the Instit. of Engl. & Scot. Engin.

1883 Vol. VII. Gale, James M. On the Glasgow water-works.

Transactions of the Amer. Soc. of C. E.

1888 Okt. Francis, S. B. High walls to resist the pressure of water.
1893 März. Sodom-Damm.
1895 Dez. Van Buren, High masonry dams.

Van Nostrand's electric engin. mag.

1884 XXX S. 265 Gould, Strains in high masonry dams.

Verhandl. der Ges. zur Hebung der Fluss u. Canal-Schifffahrt.

1889 Bassel, Anlage von Sammelbecken zu Zwecken der Schifffahrt in Amerika.

Das Wetter.

1896 Heft 5 u. 6. Ule, Klimat. Bed. der deutschen Binnenseen.

Wochenschrift des österr. Jngenieur- und Architekten-Vereins.

1888 S. 347 Grüber, die Qsselitzen-Thalsperre.
1889 S. 263 Krésnik, Sicherheits-Vorkehrungen bei Thalsperren.
1893 No. 9 Bouzey.
1895 " 20 Herzka, Studien über Staumauern.

Zeitschrift des österreich. Alpenvereins.

1889 u. 1890 Thalsperre im Martellthale.

Zeitschrift d. V. deutscher Jngenieure.

1888 S. 622 Jntze, Thalsperren, insbesondere die Füelbeke.
1888 S. 785 Golisch, Thalsperre auf der Portland-Cement-Fabrik Züllchow bei Stettin.
1890 Sonzier.
1894 No. 33 Chemnitzer Thalsperre.
1895 S. 639 Die Erweiterung des Wasserwerks der Stadt Remscheid.
1895 S. 1346 Forchheimer, Fortschritte der Wasserversorgung.
1896 S. 513 u. 26 Kreuter, Amerikan. Thalsperren.

Zeitschrift für Baukunde.

1879 S. 185 Kühn, Die Gileppe bei Verviers.

Zeitschrift des Hannoverschen Architekten- u. Jng.-Vereins.

1899 S. 2 Jntze, Ueber die Wasserverhältnisse im Gebirge, deren Verbesserung und wirthschaftliche Ausnutzung.
S. 138 Ziegler, Die Wasserversorgung der Stadt New-York.

Zeitschrift für Bauwesen.

1867 S. 396 Röder, Barrage du gouffre d'enfer. Digue de Pinay.
1889 S. 234 Fecht, Anlage von Stauweihern in den Vogesen.
1890 S. 334 Müller, Vergleich des Betriebes eines Bremsberg's u. einer Seilbahn.
1893 S. 606 Fecht, Anlage von Stauweihern in den Vogesen. Fechtthal.
1894 S. 465 Kreuter, Die Berechnung von Staumauern.

Tabelle.

Bezeichnung	Zeit der Erbauung	Grösste Wassertiefe m	Grösste Mauer-Höhe m	Breite Krone m	Breite Sohle m	Querschnitt qm	Grösste Pressung luftseitig kgr/qcm	Grösste Pressung wasserseitig kgr/qcm	Raum-Gewicht des Mauerwerks	Länge Krone m	Länge Sohle m	Grundrissform
												I. Spanische
Almanza . .	vor 1586	18,69	20,70	3,0	10,28	139	14,0	—	—	89,0	13,70	R = 26,24
Alicante(Tibi)	1579—89	34,77	41,0	20,0	33,70	1101	11,28	—	2,0	58,0	9,14	R=107,13
Elche . . .	1570—90	19,72	23,20	9,0	12,0	243	12,7	—	—	70,0	18,3	R = 62,60
Puentes . .	1785—91	46,78	50,0	10,85	44,10	1520	7,93	—	—	282,0	21,33	polygonal
Val de Infierno . .	1785—91	—	35,5	12,6	41,8	1085	6,5	—	—	100,6	20,42	„
Huesca . .	—	20,0	—	11,0	16,0	—	—	—	—	35,0	—	Gerade
Gasco . . .	1788	—	93,0	4,0	72,0	—	—	—	—	251,0	—	„
Nijar . . .	1843—50	27,53	30,93	7,80	20,60	500	7,7	—	—	105,5	26,00	R = 80
Lozoya . .	1852	28,67	32,0	6,70	39,0	841	—	—	—	72,5	60,94	Gerade
Villar . . .	1869—76	45,50	51,40	5,20	46,10	1078	9,4	—	2,288	166,0	—	R = 134,5
Hijar I . . Hijar II . .	1880	—	43,0	5,0	44,80	785,45	5,0	5,86	—	72,0	—	R = 64
Nuovo Puentes . . .	1881—86	45,5	72,0	4,0	72,0	—	—	—	—	163,0	—	R = 200
												II. Französische
Lampy . . .	1777—80	15,65	16,20	5,20	11,15	114	—	—	—	126	—	Gerade
Grosbois . .	1830—38	22,30	28,30	5,60	15,0	232	14,25	—	—	550	—	„
Vioreau . .	1833—38	9,90	11,00	7,50	7,50	81	6,00	—	—	—	—	„
Bosméléac .	1833—38	14,30	15,30	4,30	8,50	85	8,4	—	—	—	—	„
Glomel . .	1833—38	11,90	13,10	4,20	7,50	72	9,19	—	—	—	—	„
Tillot . . .	1833—38	9,40	20,0	5,45	8,90	105	—	—	—	199	—	„
Chazilly . .	1833—38	22,5	25,6	4,08	16,26	—	—	—	—	536	—	„
Zola . . .	1843—52	36,5	37,7	5,80	12,75	338,6	14,0	—	2,2	63,5	7,0	R = 48,19
Settons . .	1855—58	18,0	20,5	4,90	—	—	—	—	—	271	—	—
Furens . .	1860—66	50,0	56,0	3,02	49,10	996	6,5	—	—	100	9,14	R=252,50
Ternay . .	1862—67	35,5	41,0	5,15	27,20	405	7,0	—	2,35	161	—	R = 400
Verdon . .	1866—70	12,55	18,0	4,57	14,70	81	5,84	—	—	40,0	—	R = 33,17
Ban (Rive) .	1867—70	45,10	47,80	5,00	38,70	630	8,0	—	—	165,0	—	R = 404
Pas du Riot .	1872—78	33,50	34,50	4,90	—	—	7,5	—	—	—	—	R = 350

Ueberfall Länge m	Ueberfall Tiefe m	Niederschlagsgebiet qkm	Becken-Oberfläche qkm	Becken-Inhalt Mill. cbm	Kosten Mk./cbm	Mörtel	Mauerwerk	Bemerkungen

Thalsperren.

Länge	Tiefe	Niederschlagsgebiet	Becken-Oberfläche	Becken-Inhalt	Kosten	Mörtel	Mauerwerk	Bemerkungen
11,9	2,0	200	—	1,4	—	—	Bruchstein, Werkstein Verbl.	Einschl. späterem polygonalen Aufsatz.
2·2,10	2,5	—	—	3,7	—	—	Kalkbruchstein	Ein später hergest. Ueberlauf wieder geschlossen.
fehlt		—	—	10,0	—	—	Bruchstein, Werkstein Verbl.	1836 durch Hochfluth beschädigt. Ueberfall.
—	—	—	—	52,0	—	—	Kalkbruchstein	Zerstört 1802. Pfahlfundament.
fehlt		—	—	—	—	—	Kalkoolith	Wegen durchlässiger Schicht nicht höher geführt. Verschlammt.
—	—	—	—	1,178	0,224	—	—	—
16,0	—	—	—	—	—	—	Füllung von Lehm und Steinen.	Rostförmige Mauer. Wurde bei 57 m Höhe zerstört. Selten gefüllt.
2·2,2	1,6	—	—	15,0	—	—	Bruchstein mit Werkst. Verbl.	
8,4	3,06	—	—	—	—	—	Bruchstein mit Werkst. Verbl.	Stau für den Madrider Kanal Isabella II.
69,0	2,5 3,5	—	—	20,0	0,0664	8 Sand 4 Kalk 1 Cement	—	Zur Erweiterung von Lozoya.
15+38	3,0	238 43	— —	6,0 11,0	0,056 —	— —	— —	— —
40,0	—	1500	—	40,0	0,075	Cementmörtel	Kalkbruchstein	—

Thalsperren.

Länge	Tiefe	Niederschlagsgebiet	Becken-Oberfläche	Becken-Inhalt	Kosten	Mörtel	Mauerwerk	Bemerkungen
—	—	—	0,23	1,67	—	—	Granitbruchsteine	Mit gelöschtem Kalk gedichtet. Ausgebaucht.
10,0	3,0	27	0,38	9,22	0,30	Mergel u. Jura-Kalk, Kalktuffsand	—	Bauchte bei der ersten Füllung aus und rutschte. Thonschiefer. Durch Pfeiler verstärkt. (9)
—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	0,52	—	—	—	Trägt Aquadukt für Chazilly. Pfeilerverstärkung.
—	—	—	—	5,3	—	—	—	Durch 7 Pfeiler verstärkt.
8,0	1,0	—	—	1,4	0,29	—	Bruchstein mit Werksteinverblendung	Ist nur durch Gewölbewirkung standfähig.
—	—	—	4,0	22,0	0,048	—	—	—
20,0	—	25	0,25	1,6	0,80	375 kgr Kalk von Theil 1 cbm Granitsand	—	H. W. Schutzraum 400000 cbm.
60,0	5,0	28	0,30	3,0	0,272	Spec. Gew. 1,97	Granitbruchstein. Spec. Gew. 2,62	Berechnet nach Bouvier.
40,0	—	—	—	—	—	—	—	—
30,0	—	—	—	1,8	0,38	—	Granit	—
—	—	—	0,14	1,3	0,72	—	Granit	—

Bezeichnung	Zeit der Erbauung	Grösste Wassertiefe m	Grösste Mauer-Höhe m	Breite Krone m	Breite Sohle m	Querschnitt qm	Grösste Pressung luftseitig kgr/qcm	Grösste Pressung wasserseitig kgr/qcm	Raum-Gewicht des Mauerwerks	Länge Krone m	Länge Sohle m	Grundrissform
Bouzey . .	1882	15 (nutzb.)	23,0	4,0	12,0	182	11,0	Zug	2,0	432	—	Gerade
Pont . . .	1878—81	20,0	30,4	5,0	19,0	256	—	—	—	150,9	—	R = 400
Remilly . .	1885	32,50	36,0	4,5	28,5	—	6,81	6,46	—	—	—	—
Chartrain (Tache) .	1888—92	46,0	54,0	4,0	41,30	—	11,00	—	2,4	—	—	R = 400
Cotatay . .	—	34,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Mouche . .	1885—90	22,55	34,92	3,50	20,29	—	6,26	6,36	2,15	410,0	—	Gerade
Frahier . .	1885	33,74	37,35	5,0	31,70	—	—	—	—	800	—	2 Theile: R = 300 R = 500
Vingeanne .	Projekt	33,25	34,70	3,5	24,42	—	—	—	—	450	180	Gerade

III. Algerische

Bezeichnung	Zeit der Erbauung	Grösste Wassertiefe m	Grösste Mauer-Höhe m	Breite Krone m	Breite Sohle m	Querschnitt qm	Grösste Pressung luftseitig kgr/qcm	Grösste Pressung wasserseitig kgr/qcm	Raum-Gewicht des Mauerwerks	Länge Krone m	Länge Sohle m	Grundrissform
Habra . . .	1865—73	33,60	38,00	4,30	27,0	500	6,9	Zug	2,14	455	100	Gerade
Tlélat . . .	1869	21,0	21,0	4,0	12,35	—	6,0	„	—	99	146,62	„
Cheliff . . .	1868—72	11,75	16,54	2,50	10,0	—	—	—	—	85	58	R = 155
Oued Magoum	1869	—	24,0	3,00	13,5	—	—	Zug	—	71,3	—	Gerade
Didiouia . .	1873—75	17,0	28,0	4,0	16,0	—	9,43	„	—	59,73	—	„
Hamiz . . .	1869—84	35,0	41,0	5,0	27,80	523	14,0	„	—	162	40	„
St. Denis du Sig	1858	16,5	30,0	5,43	10,0	—	—	—	—	97,37	—	„
Cheurfas . .	1880—84	30,0	40,0	4,0	41,0	—	6,0	Zug	—	155,0	50	„
Oued Atménia . . .	im Bau	32,0	43,5	1	—	—	—	—	—	120	36	R = 250

IV. Deutsche

Bezeichnung	Zeit der Erbauung	Grösste Wassertiefe m	Grösste Mauer-Höhe m	Breite Krone m	Breite Sohle m	Querschnitt qm	Grösste Pressung luftseitig kgr/qcm	Grösste Pressung wasserseitig kgr/qcm	Raum-Gewicht des Mauerwerks	Länge Krone m	Länge Sohle m	Grundrissform
Alfeld I . .	1883—88	22,0	28	4,0	18,33	—	6,0	6,0	2,44	255	—	Gekrümmt
Alfeld II .	—	—	12,08	1,0?	6,90	—	—	—	—	73	—	„
Altenweiher .	1886—88	14,10	22,0	4,0	14,19	—	5,66	4,74	2,44	112,7	—	Gerade
Lauchensee .	1889—94	19	30,5	4,0	20,0	—	mittl.	drittel	—	250	—	R = 900

Ueberfall Länge m	Ueberfall Tiefe m	Niederschlagsgebiet qkm	Beckenoberfläche qkm	Beckeninhalt Mill. cbm	Kosten Mk./cbm	Mörtel	Mauerwerk	Bemerkungen
15,0	1,6	—	1,27	7,0	0,376	350 l Kalk v. Th. 900 l Sand	Sandbruchstein	15. 3. 84 erste Füllung, 24. 4. 95 Einsturz.
30,0	2,0	—	—	3,5	0,26	—	Granit.	8 Pfeiler.
—	—	—	—	3,36	0,30	—	—	—
—	3,75	14,0	0,24	4,5	0,376	340 kgr von Theil 0,90 cbm Sand.	Granitbruchstein.	Mörtelverbrauch 40%. Berechnet nach Guillemain.
—	—	—	—	2,0	0,46	—	—	—
3 · 1,25 30	1,25 ?	65,0	0,97	8,65	0,464	350 kgr von Theil 1 cbm Sand.	Oolith. Kalkstein. 0,43 Raum % Mörtel.	Halbviadukt. Temperaturrisse. Nach Bouvier und Guillemain.
12,0	0,50	—	1,06	13,0	0,22	—	Kalkbruchstein mit Sandsteinverblendg.	An der Baustelle fehlten Wasser und Steine.
—	—	86,5	—	8,3	0,49	—	—	—

Thalsperren.

Ueberfall Länge m	Ueberfall Tiefe m	Niederschlagsgebiet qkm	Beckenoberfläche qkm	Beckeninhalt Mill. cbm	Kosten Mk./cbm	Mörtel	Mauerwerk	Bemerkungen
125,0	1,6	8000	—	30,0	0,102	treibender Wasserkalk.	Tertiär Sandbruchstein.	Eingestürzt 10. 3. 72, Dez. 81. Verstärkt 1883—87.
20	1,0	130	—	0,55	0,23	350 kgr von Theil auf 1 cbm Sand.	Kalkbruchstein	—
—	—	20000	—	5,0	—	—	—	Wehr.
—	—	—	—	1,0	—	—	—	Zum grössten Theil Erddamm (143 m).
40	4,4	850	—	2,0	0,23	—	—	—
20	3,0	140	—	14,0	0,16	350 kgr Kalk von Theil auf 1 cbm Mörtel.	Sandbruchstein.	Schlammwasser: Spec. Gew. = 1,1. Rutschung durch Verwitterung der Felssohle (Wasser).
10,5 + 32,27	1,0	3500	0,54	3,275	—	350 kgr Kalk auf 1 cbm Sand.	—	8. 2. 85 durch den Bruch des oberen (Cheurfas) zerstört.
84,0 + 16,0	1,0	3000	—	16,0	0,06	—	Sandbruchstein.	8. 2. 85 Thalwand durch H.-W. zerstört, dann Mauer.
73 + 105	—	—	—	72,0	—	400 kgr Kalk von Theil 1 cbm Sand.	Kalkstein.	—

Thalsperren.

Ueberfall Länge m	Ueberfall Tiefe m	Niederschlagsgebiet qkm	Beckenoberfläche qkm	Beckeninhalt Mill. cbm	Kosten Mk./cbm	Mörtel	Mauerwerk	Bemerkungen
10,0	1,72 (1,60)	4,2	—	1,1	0,40	Raumtheile: 1 Cem., 2 Wasserkalk, 10 Sand.	Granitbruchstein	—
—	—	—	—	—	—	—	"	—
15,0	1,5	1,2	0,077	0,725	0,42	Cem. 1 | 1 | 1 hydr. K. 1/2 | 2 | 3 Sand 2 1/2 | 6 | 7	Granit, Bruchsteine.	—
36	1,0	5,5	0,11	0,9	1,00	1 Trass, 1 Fettkalk, 3 Mahlsand aus Grauwacke.	Grauwacke.	—

Bezeichnung	Zeit der Erbauung	Grösste Wassertiefe m	Grösste Mauer-Höhe m	Breite Krone m	Breite Sohle m	Querschnitt qm	Grösste Pressung luftseitig kgr/qcm	Grösste Pressung wasserseitig kgr/qcm	Raum-Gewicht des Mauerwerks	Länge Krone m	Länge Sohle m	Grundrissform
Remscheid .	1889—91	18,00	25,0	4,0	15,0	—	5,5	—	2,4	160	—	R = 125
Chemnitz . .	1890—93	20,0	28,0	4,0	20,0	—	—	—	—	180	8	R = 400
Panzerthal .	1893	8,0	13,0	1,6	7,5	—	4,2	—	—	127	—	R = 125
Heilenbeke .	1895—96	15,15	—	2,8	—	—	—	—	—	165	—	R = 125
Füebeke . .	1894—97	24,0	27,5	3,5	16,0	—	—	—	—	140	—	—
Bever . . .	1896—98	16,0	25,0	4,0	16,7	—	4,8	—	2,3	250	60	R = 250
Lingeser . .	1897—*	18,5	25,5	4,0	16,7	—	5,25	6,0	2,3	185	—	R = 200
Rönsdorf . .	1898—*	19,3	23,5	3,5	15,0	—	—	—	—	155	—	125 m
Urft . . .	1899—*	51,8	58,0	5,0	55,0	—	—	—	—	—	—	—
Barmen(Heerbringhausen)	1898—*	29,7	—	4,5	23,0	—	—	—	2,3	183	—	200 m
Komotau . .		35,0	41,6	4,0	26,26	429	6,75	—	2,2	114,5	—	R = 250

* noch nicht vollendet

V. Italienische

Bezeichnung	Zeit der Erbauung	Grösste Wassertiefe m	Grösste Mauer-Höhe m	Breite Krone m	Breite Sohle m	Querschnitt qm	Grösste Pressung luftseitig kgr/qcm	Grösste Pressung wasserseitig kgr/qcm	Raum-Gewicht des Mauerwerks	Länge Krone m	Länge Sohle m	Grundrissform
Cagliari . .	1866	—	21,50	5,0	16,0	225	—	—	—	105	50	—
Gorzente (Lavezze) . .	1882	37,0	38,50	4,0	30,35	526	13,09	Zug	—	150	—	Kreisbogen
Lagolungo .		40,0	43	5	43	—	—	—	—	170	—	R = 130

VI. Nordamerikanische

Bezeichnung	Zeit der Erbauung	Grösste Wassertiefe m	Grösste Mauer-Höhe m	Breite Krone m	Breite Sohle m	Querschnitt qm	Grösste Pressung luftseitig kgr/qcm	Grösste Pressung wasserseitig kgr/qcm	Raum-Gewicht des Mauerwerks	Länge Krone m	Länge Sohle m	Grundrissform
Boyd's Corner	1866—72	17,37	23,75	2,62	17,35	189	—	—	—	204	61,0	Gerade
Bridgeport .	1886—88	—	13,72	2,44	9,75	—	—	—	—	195	15,24	Gerade
Bearvalley .	1884	18,90	19,50	0,95	6,75	50,0	—	—	2,67	137,25	—	R = 91,44
Sweetwater .	1886—88	27,45	29,85	3,65	14,0	218	—	—	2,62	103,6	—	R = 67,70
Sodom . . .	1888—93	23,8	30,06	3,65	16,15	—	—	—	—	152,4	45,72	Gerade
Colorado . .	1892	18,3	24,4	—	—	—	—	—	—	388,9	—	Gerade
Butte City .		—	36,57	3,05	25,30	—	—	—	—	106,50	—	R=106,68
Titicus . . .		37,0	40,8	5,45	22,92	484	—	—	—	163	—	Gerade

Ueberfall Länge	Tiefe	Niederschlagsgebiet	Beckenoberfläche	Becken-Inhalt Mill.	Kosten	Mörtel	Mauerwerk	Bemerkungen
m	m	qkm	qkm	cbm	Mk./cbm			
20,0	—	4,5	0,106	1,0	0,53	1 Sand, 1½ Trass, 1 Kalk.	Lenneschiefer. Spec. Gew. 2,7.	Isolirschicht wasserseitig. Mörtelverbrauch 38 %.
25,0	2,0	2,7	0,04	0,36	—	½ Fettkalk, 1 Cement, 5 Sand	Thon-Quarzit-Hornblendeschiefer.	—
5,0	0,30	2,0	0,032	0,117	0,96	1 Kalk, 1½ Trass, 1½ Sand.	Lenneschiefer.	—
20,0	—	7,6	0,085	0,45	0,45	—	Lenneschiefer. Spec. Gew. 2,7.	Isolirschicht wasserseitig. Drainage der Mauer.
—	—	3,5	5	0,7	0,43	1 Fettkalk, 1½ Sand, 1½ Trass.	Lenneschiefer. Spec. Gew. 2,7.	Isolirschicht wasserseitig. Drainage der Mauer.
49	1,40	22	0,5	3,3	0,33	1 Fettkalk, 1 Tr., 1¾ Sd	—	—
20	1,0	8,5	—	2,6	0,31	—	Lenneschiefer.	—
—	—	0,87	0,041	0,3	1,00	—	Lenneschiefer.	—
125	1,5	375	2,4	45,5	0,085	—	—	Drainage der Mauer.
—	—	54	—	2,5	0,44	—	Lenneschiefer.	—
—	—	18	—	1,58	0,35	—	—	—

Thalsperren.

Länge	Tiefe	Niederschlagsgebiet	Beckenoberfläche	Becken-Inhalt	Kosten	Mörtel	Mauerwerk	Bemerkungen
20	1,5	—	—	1,0	—	Fettkalk und römischer Puzzolan.	Granitbruchstein.	—
3 · 2,5	1,5	17,7	2,6	2,265	0,40	1 Kalk von Casale. 2 Sand.	Serpentinbruchstein	Ueberfall ungenügend. 2 Stauweiher hinter einander von zus. 5,9 Mill. cbm Inhalt. Lavezze ist verstärkt, da Risse eintraten. Beide zur Wasserversorgung Genua gehörig.
30,0	1,0	—	—	3,638	—	dasselbe.	—	

Thalsperren.

Länge	Tiefe	Niederschlagsgebiet	Beckenoberfläche	Becken-Inhalt	Kosten	Mörtel	Mauerwerk	Bemerkungen
30,5	—	55,72	1,13	10,35	—	—	Beton (1 Cem., 2 Sd., 4,5 Steine) mit eingelegten Steinen.	—
24,68	·1,52	—	0,28	0,9	—	1 Cement, 2 Sand.	Gneis-Bruchstein.	Nach Krantz.
6,0	2,60	112	8,5	50	0,006	—	—	Sind nur durch Gewölbewirkung standfähig. Sweetwater wurde im Jan. 1895 22 Zoll hoch auf 396' Länge ohne Schaden überströmt. Regenhöhe 5" in 48 Stdn.
12,2	1,52	—	2,95	22,0	0,046	1 Cement, 3 Sand.	—	
152	—	200	4,9	34,2	—	1 Cem. 2 Sand 1 Cem. 3 S. (i.d. Mitte)	Bruchstein m. Werksteinverblendung.	2 Becken durch Tunnel verbunden.
343	—	129500	—	—	—	1 Portland-Cement, 3 Sand.	Kalkbruchstein, Granitverblendung.	Ueberfallwehr.
4,6	—	—	0,522	0,375	—	—		—
61,0	1,20	59,28	—	27,1	—	—	Granitbruchstein, Werksteinverblendg.	Auf beiden Seiten durch Erddämme mit Mauerwerkskern verlängert.

Bezeichnung	Zeit der Erbauung	Grösste Wasser-tiefe	Grösste Mauer-Höhe	Breite		Quer-schnitt	Grösste Pressung		Raum-Gewicht des Mauer-werks	Länge		Grundriss-form
				Krone	Sohle		luft-seitig	wasser-seitig		Krone	Sohle	
		m	m	m	m	qm	kgr/qcm	kgr/qcm		m	m	
New Croton .		45,42	72,5	5,45	56,40	—	14	16	2,34	182,88	—	Gerade
Cold Spring .		—	14,0	1,83	10,0	—	—	—	—	43,50	—	Gerade
Crystal-Springs San Francisco .	1887—90	—	51,85	7,63	53,68	—	—	—	—	207,4	—	R = 194,3
VII. Indische												
Poona . . .	1868	29,90	32,90	4,20	18,50	346	—	—	2,4	1566	—	polygonal
Mutha . . .	1868	30	32,10	4,20	21,26	—	—	—	—	1560	—	Gerade
Toolsee . .		—	24,0	5,70	15,35	235	6,55	—	—	—	—	—
Bhatgur . .		—	39,62	3,65	22,55	—	Bouvier 5,63	Bouvier 6,54	—	1239,6	—	—
Betwa . . .		—	15,0	4,50	18,60	—	—	—	—	1005	—	gekrümmt
Tansa . . .	1886—92	—	36,0	3,65	30,50	—	Bouvier 8,8	—	—	2684	—	Gerade
Periar . . .	1888	46,66	54,86	3,65	41,45	1002	Bouvier 8,8	—	—	365,75	65,57	Gerade
VIII. Belgische												
Gileppe . .	1867—75	45	47,05	15	66	1740	6	5,6	2,3	235	82	R = 500
IX. Englische												
Vyrnwy . .	1882—88	25,61	44,50	6,10	35,90	834	7,5	9,5	2,577	355	—	Gerade
X. Australische												
Geelong . .	—	—	18,30	0,76	13,40	113	3,9	—	2,3	69	—	R = 90,5
Beetaloo . .	1888—90	32,0	33,53	4,25	33,53	—	4,19	6,3	—	177	35	R = 430
XI. Chinesische												
Tytam . . .	—	—	29,96	7,20	19,15	370	—	—	—	—	—	—
XII. Südamerikanische												
Rio Grande .	1888	11,6	13,6	1,10	4,0	35,0	—	—	—	32,17	—	R = 15

Ueberfall Länge m	Ueberfall Tiefe m	Niederschlagsgebiet qkm	Beckenoberfläche qkm	Beckeninhalt Mill. cbm	Kosten Mk./cbm	Mörtel	Mauerwerk	Bemerkungen
310	4,3	349	13,6	121	—	—	—	Auf der linken Thalseite mit Erddamm angeschlossen.
6,1	0,30	—	0,068	—	3,00	Cement . . 1 | 1 | 1 Sand . . . 2 | $2^{1}/_{2}$ | 3 Gneissplitter 4 | 4 | 5 die beste Mischung oben, die magerste unten.		—
—	—	—	10	110	0,09	1 Cement 2 Sand 6 Steinschlag	Beton	Ueberströmt.

Thalsperren.

Länge	Tiefe	Niederschlagsgebiet	Beckenoberfläche	Beckeninhalt	Kosten	Mörtel	Mauerwerk	Bemerkungen
443	3,35	500	15,0	93,0	—	—	Basaltbruchstein. Sp. Gew. 2,85	Durch Strebepfeiler, später durch Erde verstärkt.
440	3,25	508	14	78,0	0,056	—	—	Durch Erddamm verstärkt.
—	—	—	—	—	—	—	—	—
245	2,4	428	—	156,0	—	—	—	Selbstthätige Schützenverschlüsse. Ueberströmt.
—	—	—	—	45,0	—	—	—	—
483	0,91	175,6	9,2	71,0	0,55	1 Cem. $1^{1}/_{2}$ Sand Verbrauch: 36,7%	Grünstein	Hydraul. Kalk an Ort und Stelle gebrannt.
280	—	677	—	374,0	—	Beton: 25 hydr. Kalk 30 Sand 100 Steinschl.	—	—

Thalsperren.

Länge	Tiefe	Niederschlagsgebiet	Beckenoberfläche	Beckeninhalt	Kosten	Mörtel	Mauerwerk	Bemerkungen
2 · 25	2,0	40	0,8	14	0,296	5 gel. Kalk hydr. 1 Trass 4 Sand	Sand- und Kalk-Bruchstein	—

Thalsperren.

Länge	Tiefe	Niederschlagsgebiet	Beckenoberfläche	Beckeninhalt	Kosten	Mörtel	Mauerwerk	Bemerkungen
—	—	66	4,53	55,0	0,18	2 Sand 1 Cement später $2^{1}/_{2}$ Sand 1 Cement	Steine mit Betonausfüllung. Thonschiefer Sp. G. 2,72	Ueberfallwehr. Drainage der Mauer.

Thalsperren.

Länge	Tiefe	Niederschlagsgebiet	Beckenoberfläche	Beckeninhalt	Kosten	Mörtel	Mauerwerk	Bemerkungen
—	1,20	—	—	—	—	Beton: $4^{1}/_{2}$ Steinschlag 2" $1^{1}/_{2}$ Steinschotter $1^{1}/_{2}$ Sand 1 Cement	—	—
61	—	—	—	3,6	—	Bis 50 Fuss: 1 Alsencem. } 3 oben 2 Sand } 8 4 Quarzit } 16	—	Beton in Lehren eingebracht (Riss).

Thalsperren.

Länge	Tiefe	Niederschlagsgebiet	Beckenoberfläche	Beckeninhalt	Kosten	Mörtel	Mauerwerk	Bemerkungen
—	—	—	—	—	—	Cement | $2^{1}/_{2}$ | 1 Sand | 6 | $3^{1}/_{2}$ Steinschlag | 4 | $4^{1}/_{2}$	Beton mit eingelegten Steinen	Drainage der Mauer.

Thalsperren.

Länge	Tiefe	Niederschlagsgebiet	Beckenoberfläche	Beckeninhalt	Kosten	Mörtel	Mauerwerk	Bemerkungen
6,0	0,60	—	—	0,5	0,21	—	Bruchsteine	Nur durch Gewölbewirkung standfähig.

Buchdruckerei Roitzsch vorm. Otto Noack & Co.



89078540911
B89078540911A